

DEUTSCHE BAUZEITUNG

MITTEILUNGEN ÜBER ZEMENT, BETON- UND EISENBETONBAU

UNTER MITWIRKUNG DES VEREINS DEUTSCHER PORTLAND-
CEMENT-FABRIKANTEN UND DES DEUTSCHEN BETON-VEREINS

XIII. Jahrgang 1916.

№ 1.

Eisenbetonarbeiten vom Bau der Hafenmühle T. Bienert, Dresden-Friedrichstadt.

Entwurf und Ausführung der Firma Johann Odorico (Inhaber Ingenieur R. Wortmann) in Dresden.

Von Ober-Ingenieur Dipl.-Ing. H. Marcus.



Im Jahre 1912 schritt die über die Grenzen Sachsens hinaus bekannte Firma T. Bienert, Dresden-Plauen, zu einer bedeutenden Vergrößerung ihrer Mühlen-Anlage, indem sie beschloß, eine vollständig neue Mühle in einem Stadtteile Dresdens zu errichten, in dem günstige Eisenbahn- und Schifffahrts-Verbindungen vor-

handen waren. In Dresden-Friedrichstadt, in der Nähe der Elbe am König Albert-Hafen, wo solche Verkehrsbedingungen bestehen, ist diese Anlage geschaffen worden, die, was Größe, äußere Ausgestaltung und maschinelle Einrichtungen anbetrifft, wohl zu den größten und insbesondere zu den modernsten Mühlenanlagen Deutschlands gezählt werden darf.

Daß bei einem derart modernen Bau der Eisenbeton als hauptsächlichstes Konstruktionsmaterial in Frage kam, ist selbstverständlich, umso mehr als

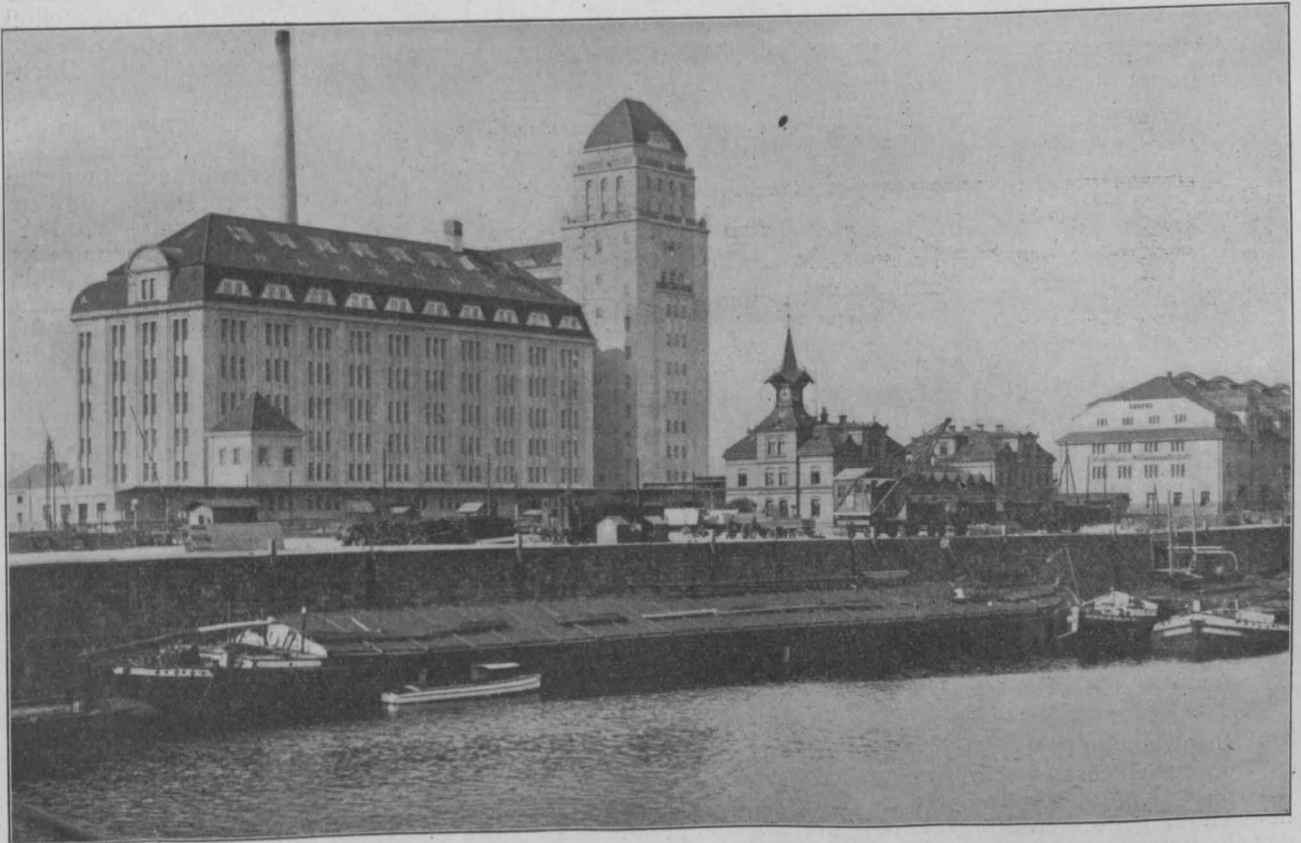


Abbildung 2. Gesamtanlage der Bienert-Mühle. Ansicht vom Hafen her.

der technische Leiter der Firma T. Bienert, Hr. Hofrat Ingenieur Pleißner, dessen klassische Versuche über die Pressung von Getreide in Silozellen in Fach-

den Hauptgegenstand der nachfolgenden Beschreibung bilden.

Die Gesamtanlage, deren Anordnung aus dem Lageplan Abbildung 1 hervorgeht, besteht aus folgenden Teilen:

1. aus dem eigentlichen Mühlenbau nebst den dahinter befindlichen Nebengebäuden, Kohlenbunker, Kesselhaus und Maschinenhaus mit angebauten Werkstätten;

2. aus dem senkrecht zum Mühlengebäude liegenden großen Getreidespeicher mit vorgebautem Turm;

3. aus der dem Mühlengebäude und dem Silo vorgebauten Verladehalle mit Rampen gegen die Bahn und gegen den Hof zu, und

4. aus den tunnelartigen Verbindungen zwischen der Verladehalle und dem naheliegenden König Albert-Hafen.

Die gefällige Erscheinung der Gesamt-Anlage zeigt Abbildung 2, eine Aufnahme von der Seite des Hafens her.

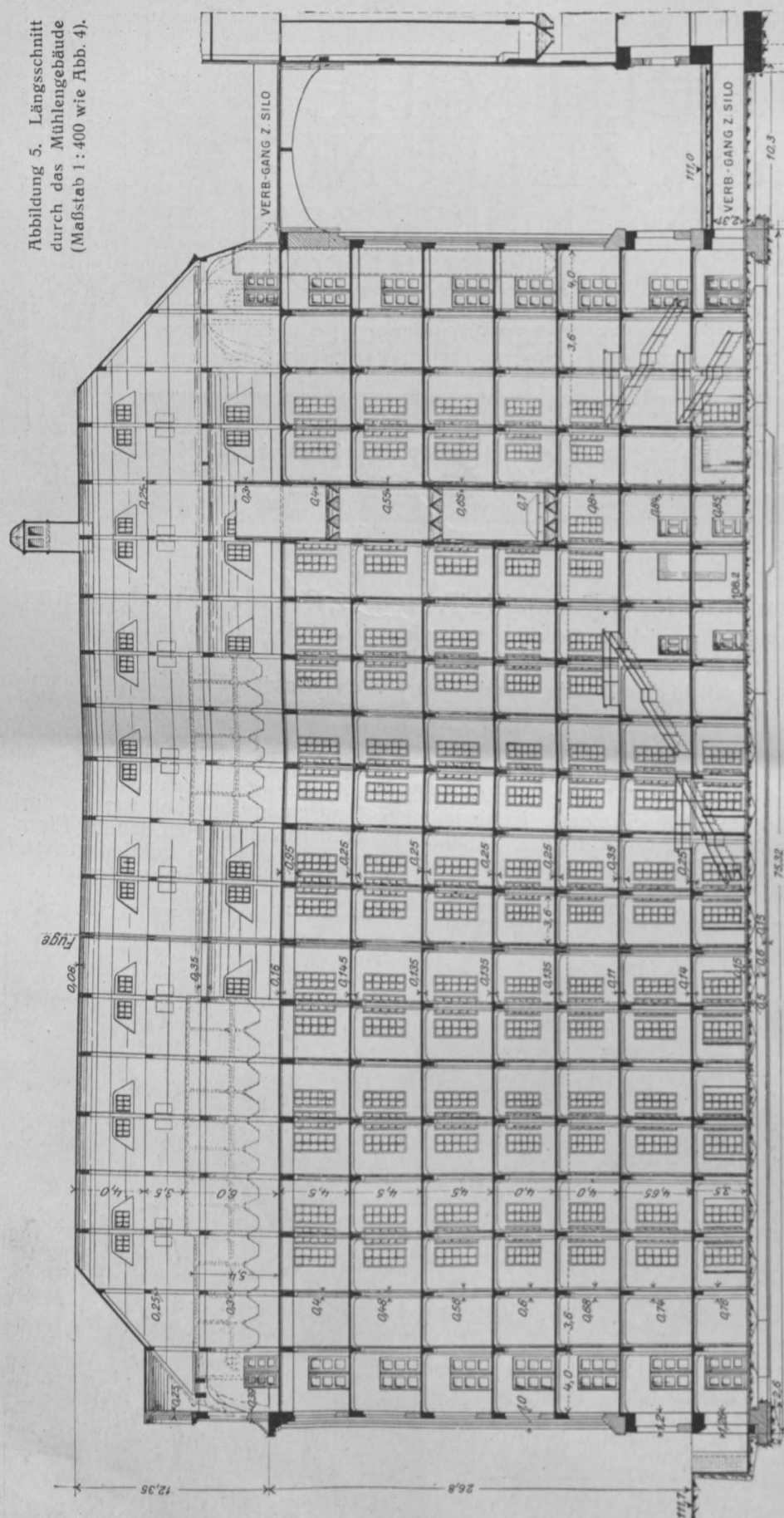
Das Mühlen-Gebäude, das die Abbildungen No. 3 bis 5 im Grundriß, Quer- und Längsschnitt darstellen, hat eine Länge von 75,50 m, eine Breite von 20,50 m und eine Höhe über Gelände von rund 40,0 m und enthält außer Keller- und Erdgeschoß fünf Obergeschosse und ein sehr hohes Dachgeschoß.

In Eisenbeton sind in diesem Gebäude ausgeführt worden: Sämtliche Decken, Dächer, Säulen, die Gründung der letzteren, die Brandmauer zwischen Mühle und Putzerei, sowie sämtliche Mehlsilos und die größeren Mehlbehälter im Dachgeschoß. Die Umfassungsmauern im Keller- und Erdgeschoß, sowie deren Fundamente sind in Stampfbeton ausgeführt, während in Mauerwerk nur noch die großen Pfeilerschäfte der Umfassung oberhalb des Erdgeschoß-Fußbodens hergestellt worden sind.

Bei den Decken über dem Keller- und Erdgeschoß sowie bei denjenigen Obergeschoß-Decken, bei wel-

chen eine Nutzlast von 750 kg/m² berücksichtigt wurde, hat die Deckenplatte, welche als durchlaufender Träger berechnet worden ist, eine Spannweite von 3,6 m und 4,0 m. Die Unterzüge, die ebenfalls als durchlaufende Balken und zwar auf graphischem Weg

Abbildung 5. Längsschnitt durch das Mühlengebäude (Maßstab 1:400 wie Abb. 4).



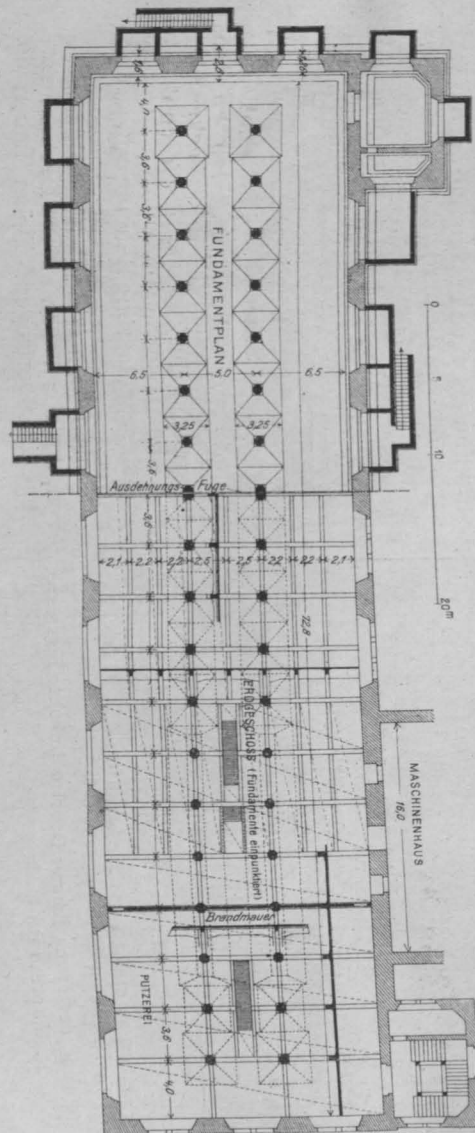


Abbildung 3.
Grundrisse des Mühlengebäudes.
Fundamentplan und Erdgeschoss.
(Maßstab 1:500.)

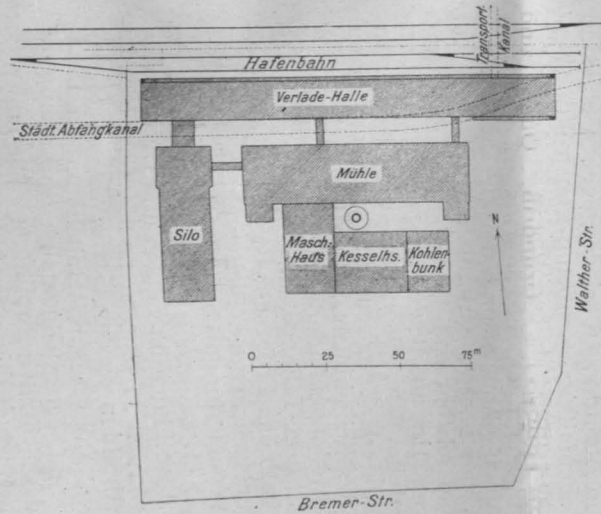
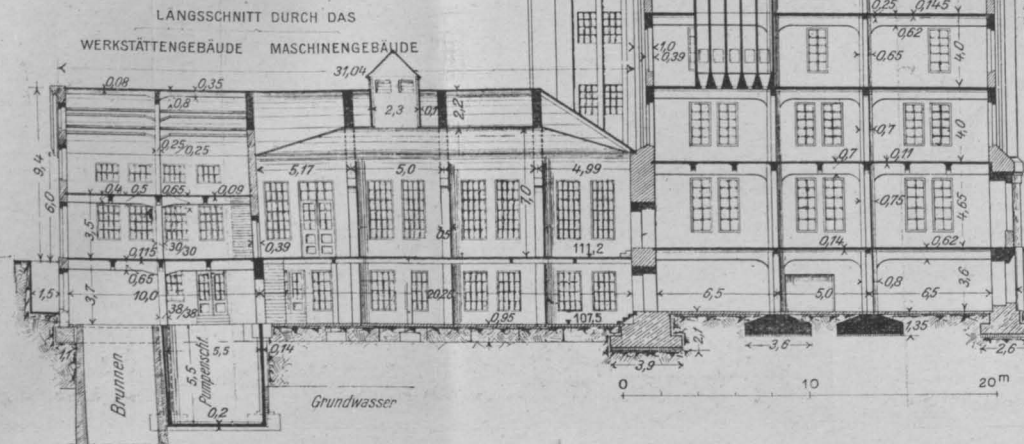


Abbildung 1. Lageplan der gesamten
Mühlen-Anlage (1:2500).

Abbildung 6 (oben rechts). Schnitte und
Grundrisse durch das Treppenhaus.

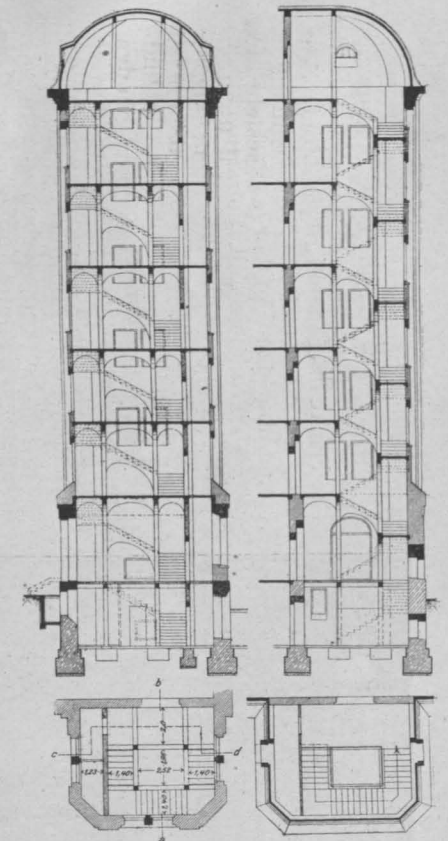
Abbildung 4. Querschnitt durch das
Mühlengebäude, Verladehalle und
Maschinenhaus (1:400).



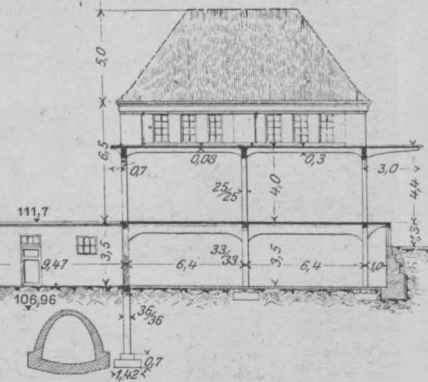
Eisenbetonarbeiten vom Bau der
Hafenmühle T. Bienert in Dresden-
Friedrichstadt.

Entwurf und Ausführung der Firma Johann
Odorico (Inhaber Ingenieur R. Wortmann)
in Dresden.

Von Ober-Ingenieur Dipl.-Ing. H. Marcus.



QUERSCHNITT D. D. VERLADEHALLE.



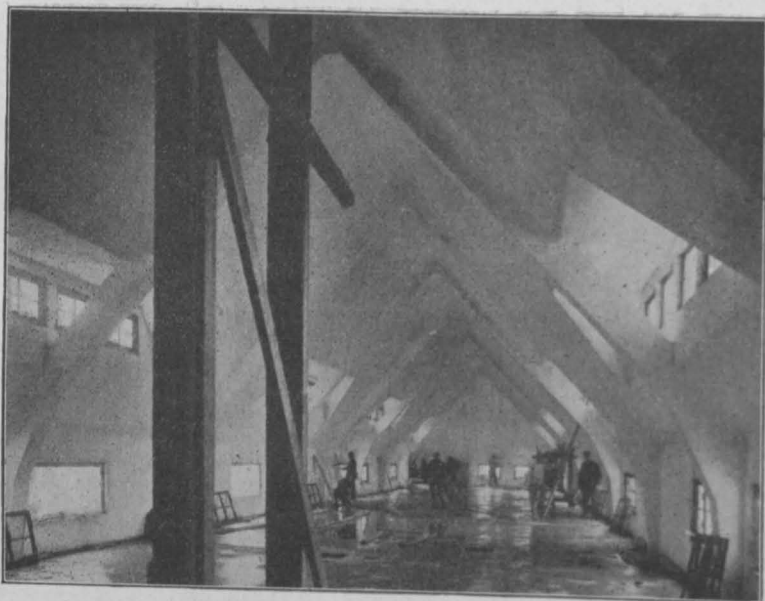


Abbildung 9. Dachgeschoß über dem Silo. Rahmenbinder von 13 m Spw.

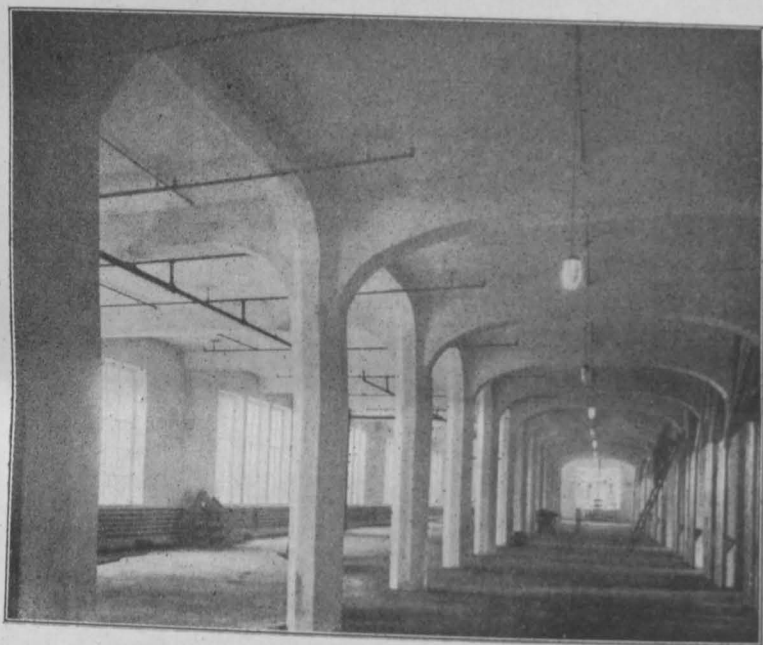


Abbildung 8. Eisenbeton-Decke in einem Obergeschoß.



Abbildung 7. Eisenbetondecke im Erdgeschoß mit ringbewehrten Säulen.

Eisenbetonarbeiten vom Bau der Hafenmühle T. Bienert
in Dresden-Friedrichstadt.

Entwurf und Ausführung der Firma Johann Odorico (Inhaber Ingenieur
R. Wortmann) in Dresden.

nach Ritter berechnet wurden, haben 3 Felder zu 6,70 m und 5,0 m Spannweite (Vgl. den Querschnitt Abbildung 4, S. 3). Die Decke über dem Erdgeschoß (Abbildung 3), die 1000 kg/qm Nutzlast und diejenige über dem V. Obergeschoß, welche 2500 kg/qm Nutzlast aufzunehmen hat, erhielten noch Nebenträger. Diese sind bei der letzteren Decke aus betriebstechnischen Gründen bündig mit den Haupt-Unterzügen ausgebildet worden. Die Dach-Konstruktion, welche eine Ziegelbedachung aufzunehmen hat, besteht aus einer durchlaufenden Eisenbetonplatte von 8 bzw. 9 cm Stärke zwischen vierstieligen Rahmen mit Fuß und Kopfgelenken. (Das Zwischengebälk im Dachgeschoß war nur aus betriebstechnischen Gründen erforderlich.)

Sämtliche Säulen sind, um Platz zu ersparen und ein gutes Aussehen zu erzielen, mit achteckigem Querschnitt und Umschnürung mit Ringen „System Odorico“ ausgebildet, wie sie die Firma bereits mehrfach ausgeführt hat. (Vergl. Verwaltungsgebäude der Ortskrankenkasse, Dresden, „Mitteilungen“ Jahrg. 1915 No. 6 bis 8). Von den Abmessungen der Säulen und der Wirkung der Innenräume geben die Abbildungen 7 und 8 eine Vorstellung. Die Gründung dieser Säulen wurde zwecks gleichmäßiger Verteilung der Lasten auf geringe Tiefe ebenfalls in Eisenbetonkonstruktion ausgeführt. (Vgl. Grundriß Abbildung 3 und Querschnitt Abbildung 4, auf S. 3).

Die Treppenhäuser, deren Anordnung in Abbildung 6 wiedergegeben ist, sind ebenfalls in Eisenbeton-Konstruktion hergestellt. Sie haben eine besonders gefällige architektonische Ausgestaltung, jedoch ohne besonderen Zierrat erhalten, wie sie in der gewählten Bauweise leicht ausführbar ist.

Um die Ausdehnung und Zusammenziehung der Eisenbeton-Konstruktion infolge der Temperatur-Schwankungen und des Schwindens zu ermöglichen, ist das Mühlengebäude durch Ausdehnungsfugen in drei Teile geteilt. Diese gehen oberhalb des Erdgeschosses auch durch die entsprechenden Pfeilerschäfte der Umfassung hindurch.

Die Einzelheiten der Gründung, der Ausbildung der Säulen und Decken usw. werden in einigen noch nachfolgenden Abbildungen dargestellt.

Die großen Mehlbehälter im Dachraum, deren allgemeine Anordnung aus den Schnitten Abbildung 4 und 5 ersichtlich ist, dürften sowohl wegen ihrer Konstruktion als auch in Hinsicht auf die Tatsache, daß sie die bis jetzt allgemein verwendeten hölzernen oder eisernen Behälter ersetzen, von besonderem Interesse sein. Sie sind abgesehen von den unteren Rutschen, die aus Holz mit Blechverkleidung bestehen, vollständig aus Eisenbeton gebildet. Die Umfassungswände, die nur 6 cm Stärke haben, sind in Bezug auf die wagrechte Seitenpressung, als durchlaufende Platten berechnet worden, ebenso die Zwischenwände, für welche eine Zwischenteilung durch lotrechte in sich geschlossene Rahmen angeordnet wurde.

Der Behälter ruht auf einzelnen Stützen, um die Lasten auf die Deckenunterzüge zu übertragen. Dabei haben die

Umfassungs- und Trennungswände die Aufgabe von biegungsfesten Balken für lotrechte Belastung zu übernehmen und sind dementsprechend berechnet worden. Von besonderer Wichtigkeit ist es bei so schmalen Trägern (sie haben ebenfalls nur 6 cm Breite), den Einfluß der Querkkräfte genau zu berücksichtigen, um durch entsprechende Eiseneinlagen die Anordnung der schrägen Risse zu vermeiden. Die Ausführung mit 6 cm starken Wänden hat sich im übrigen vollständig bewährt und dürfte

für derartige Zwecke vollkommen genügend sein. Selbstverständliche Bedingung ist bei so dünnen Wänden eine äußerst sorgfältige Ausführung, sowohl bezüglich der genauen Einhaltung der Lage der Eiseneinlage wie auch hinsichtlich des Betonierens. Es ist klar, daß dabei von einem Stampfen des Betons keine Rede mehr sein kann, daß vielmehr eine solche Wand zweckmäßigerweise ausgegossen werden muß. Einzelheiten der Konstruktion geben die noch nachfolgenden Abbildungen. — (Forts. folgt.)

Erleichterung für Schüttbodyen-Gründungen.

Von Reg.- u. Geh. Baurat R. Scheck in Fürstenwalde-Spree.

Der Stampfbeton hat sich wegen seiner vielen Vorzüge ein weitausgedehntes Gebiet im Bauwesen erobert und andere Bauweisen nach und nach fast verdrängt. Das ist berechtigt überall da, wo er entweder billiger oder schneller bei derselben Güte als anderes Mauerwerk herzustellen ist. Es scheint aber, als ob nachgerade diese Ausführungsart „Mode“ geworden sei, so daß sie angewandt wird auch da, wo ihre Wirtschaftlichkeit durchaus nicht zweifelsfrei ist. Besonders gilt das bei Gründungen im Wasser. Die alte bewährte Gründungsart auf Schüttbodyen mit Spundwänden wird mehrfach als veraltet angesehen, angeblich, weil der Schüttbodyen in seiner Ausführung nicht genügend sicher hergestellt werden kann, und die Zeit des Erhärtens nahezu nutzlos für die Weiterführung des Bauwerkes verloren ginge. Hinzu kommt noch, daß das Einrammen der Spundwände recht zeitraubend und kostspielig ist, auch deren Beschaffung in Holz bei dem Mangel an geeignetem Baustoff und seinem schwierigen Bezug neben andauernd steigendem Preise nachgerade an die Grenze der Möglichkeit gerückt wird.

Bei tieferen Gründungen oder solchen mit schwerem Rammgrunde wird angeführt, daß die dafür notwendigen Umschließungen nicht genügend sicher hinuntergebracht werden können und daß daher die Wasserhaltungskosten sich in vorher kaum zu berechnender Art erhöhten, ganz abgesehen davon, daß undichte Stellen der Wand stets Anlaß zur Quellenbildung und daraus sich ergebenden gefährlichen Stellen im Betonbett sind. Bei Spundwänden von etwa 9 m Rammtiefe ab, hängt das sichere Hinunterbringen sehr vom Rammgrunde ab. Ein dichter Schluß dürfte hierbei z. B. beim Durchrammen von über 6 m Schliefsand nicht sicher gewährleistet sein.

Da es einen vollkommenen Ersatz für die hölzernen Umschließungswände nicht gab, ging man zur Grundwassersenkung über, die sicher da wirtschaftlich ist, wo man Umschließungswände entweder ganz fortlassen oder den Umfang in Länge und Tiefe erheblich einschränken konnte. Ein weiterer Vorzug für diese Bauweise liegt darin, daß man dann das ganze Bauwerk im Trocknen aus Stampfbeton herstellen und einen Teil der Zeit und Kosten für die Wassersenkung wieder einbringen kann.

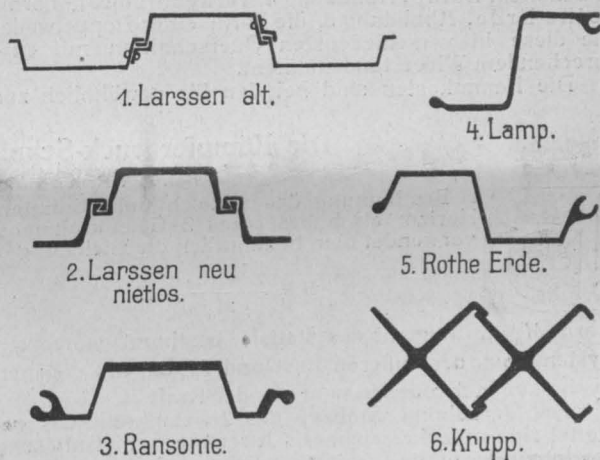
Wo die Grenze der Wirtschaftlichkeit für diese Bauweise liegt, läßt sich nicht ohne Weiteres bestimmen; auf jeden Fall dürfte die vergleichende Berechnung mit der größten Sorgfalt vorher aufgestellt werden müssen. Sie bleibt aber immer unsicher, sobald sich keine Gelegenheit bietet, die Kosten mit denen von benachbarten, ähnlichen Anlagen zu vergleichen, namentlich hinsichtlich der Dauer der sehr kostspieligen Wasserhaltung. Das Herleihen der Maschinen, Brunnen und Rohrleitungen ist unverhältnismäßig teuer und das ist darin begründet, daß zum Erzielen des unbedingt erforderlichen Dichtschlusses der ganzen Anlage nur tadellos gearbeitete Stücke verwendbar sind.

Deshalb hat die Selbstbeschaffung der Anlagen auch da, wo sie mehrmals hintereinander benutzt werden können, recht erhebliche Bedenken! Die Wiederverwendbarkeit der einzelnen Stücke ist eng begrenzt mit Ausnahme der Kräftezeuger. Die Rohrbrunnen unterliegen einer recht starken Abnutzung; sobald das Grundwasser nicht nahezu rein von Stoffen ist, die Niederschläge verursachen, verstopfen sich die teuren Filter, oft müssen sie bei unreinem Wasser schon während mehrwöchentlichen Betriebes ausgewechselt werden. Beim Herausziehen der Filter entstehen sehr leicht Risse in denselben, wobei durch den eindringenden feinen Sand nicht nur die Pumpen stark angegriffen werden, sondern auch der Baugrund unsicher gemacht wird.

Ganz besonders zeitraubend wird die Grundwassersenkung bei Schliefsand. Hier vergehen oft Wochen, bis eine erhebliche Absenkung bemerkbar ist, denn der vollgesättigte Sand läßt das Wasser aus den oberen Schichten

erst dann durch, wenn er in den unteren Schichten bis zu einem gewissen Grade entwässert ist. Bei dem geringen Zufluß reißen die Kreispumpen leicht ab und längere Störungen lassen sich dabei kaum vermeiden. Beim Abnehmen der Rohranlage läßt es sich selbst bei peinlichster Sorgsamkeit nicht vermeiden, daß dem Auge nicht wahrnehmbare Undichtigkeiten erscheinen, deren Schluß bei Wiederverwendung deshalb zeitraubend ist, weil die Stellen sehr schwer zu ermitteln sind, an denen Luft eintritt. Das wird ganz besonders schwierig, wenn die Leitung in mehreren Stockwerken über einander angeordnet werden muß.

Die Grundwassersenkung ist überall da am Platze, wo in der Nähe befindliche Bauten zu sichern sind, sonst hat sie aber auch nicht unerhebliche anderweitige Nachteile. Der Einwand, den man anfangs auf Grund angeblicher Beobachtungen gegen die Grundwassersenkung machte, daß infolge der Wasserentziehung dennoch eine Bewegung, namentlich ein Senken der benachbarten Gebäude eintreten solle, ist allerdings nach und nach verstummt. Vielleicht waren die Untersuchungen anfangs doch nicht genau



Verschiedene Formen eiserner Spundbohlen.

genug oder die kaum merkliche Senkung war so gleichmäßig, daß sie dem Gefüge der Gebäude keinen Schaden antun konnte.

Recht unbequem ist dagegen der weitgehende Einfluß, den die Grundwassersenkung auf die Veränderung der Wasserführung in den einzelnen Bodenschichten hat. Ganz abgesehen davon, daß die Grundwassersenkung in vielen Fällen in einem sehr weiten Umkreis, bis 1 km und darüber, sich durch Versiegen der Brunnen für Trinkwassergewinnung bemerkbar macht, tritt unteigbar namentlich da, wo in der Norddeutschen Tiefebene Braunkohlenfelder oder moorige Lagen vorhanden sind, eine erhebliche und lang andauernde Verschlechterung des Trinkwassers auf, die durch Versetzen oder Tieferbohren der Brunnen nicht ohne Weiteres gehoben werden kann. Mir sind Fälle bekannt, wo die Verschlechterungen selbst nach 10 Jahren nicht fortzuschaffen waren, anscheinend überhaupt dauernd bleiben.

Derartige Begleiterscheinungen dürften aber nach dem neuen Wassergesetz u. U. erhebliche, vorher garnicht abzusehende Entschädigungskosten verursachen.

Inzwischen hatte sich die Fertigkeit zur Herstellung von Stampfbeton und Eisenbeton soweit entwickelt, daß diese Bauart auch bei Tiefgründungen als Pfahlrost bemerkenswerte Anwendung fand, auch in manchen Fällen als „neue Stilform“ da, wo die Wirtschaftlichkeit der Anwendung nicht ohne Weiteres feststeht. Ich rechne dahin die Versuche, Schleusenwände unter Zuhilfenahme von

Eisenbeton - Pfählen auszuführen und Betonpfahlroste dort auszuführen, wo tragender Baugrund in geringer Tiefe zu finden ist. Für die letzte Anwendung war natürlich der Holzpfahlrost vorbildlich, der wegen der Holzpreise nahezu aufgegeben werden mußte.

Die Schwierigkeiten zur Herstellung der Umfassungswände der Baugrube sind aber behoben, seitdem eiserne Spundbohlen gewalzt werden, deren der Beanspruchung angepaßtes Widerstandsmoment im richtigen Verhältnis zu ihrem Gewicht steht! Bahnbrechend war hierfür Larssen, der an die beiden Schenkel der U-förmig gebogenen Träger parallel zu deren Steg kurze Lappen anbringen ließ, von denen der eine durch Aufnieten eines entsprechend geformten Flacheisens als Nut eingerichtet wurde, in die sich der andere Lappen der daneben zu rammenden Bohle als Feder einsetzt (Abbildung 1 auf S. 5).

Trotzdem diese Bohlenform schon fast Jahrzehnte lang bei Bauausführungen verwendet wurde, konnte sie doch bei vielen Technikern das Mißtrauen nicht überwinden, weil der Querschnitt nicht einheitlich gewalzt, sondern die Verbindung stets aufgenietet war und die bei schwerem Rammgrund auch die tatsächlich eingetretene Möglichkeit zuließ, daß die Niete abspringen.

In Amerika sind eiserne Spundwände, bei denen die Verbindung „der Schluß“, gleich mit gewalzt wurde, bereits seit längerer Zeit verwendet worden, sie hatten aber meist den Nachteil, daß die flache Bohlenform gewählt wurde, deren Widerstandsmoment nicht ausreichte.

Wohl veranlaßt durch amerikanische Patente, führte dann vor einigen Jahren die Firma Philipp Deutsch die sogenannte Ransome-Bohle ein, bei welcher der Schluß sogleich mit an den U-Träger gewalzt wurde (Abbild. 3).

In den letzten beiden Jahren haben verschiedene große Walzwerke die Herstellung von eisernen Spundwänden neu aufgenommen; in allen Fällen sind Schluß und Träger aus einem Stück gewalzt. Bei Ransome, Abbildung 3 und Larssen, niellos, Abbildung 2, ist die alte U-Trägerform beibehalten, Lamp, Abbildung 4, verwendet die L-Form, Rothe Erde, Abbildung 5, die Form einer Doppelwelle, alle diese in verschiedensten Querschnitten mit entsprechendem Widerstandsmoment.

Die Rammkosten sind bei den für gewöhnlich zur

Anwendung kommenden Formen nicht wesentlich von einander verschieden, stehen aber auf alle Fälle denen für hölzerne Spundwände so erheblich nach, daß die Verwendung der eisernen Spundwände nicht unbedeutend billiger ist als die der hölzernen — von der Zeitersparnis ganz abgesehen. Die Ersparnis wächst mit der erforderlichen Rammtiefe.

Die Firma Krupp, Abbildung 6, bringt für ganz schwere Beanspruchung die Kreuzform für den einzelnen Pfahl heraus, der den Anforderungen entsprechend größeres Eisengewicht und höhere Rammkosten bedingt. *)

Berücksichtigt man ferner, daß die eisernen Spundwände nach eigenen Erfahrungen und den vorliegenden Mitteilungen selbst bei schwerem Rammgrunde fast in den meisten Fällen einen dichten Abschluß erzielt haben, so bietet deren Anwendung ein Mittel schnell und sicher mit geringeren Kosten als bisher eine Umschließungswand herzustellen, die wohl geeignet ist, bei der Betonindustrie Aufmerksamkeit zu erregen.

Im Schutz der eisernen Wand lassen sich Naßbetonierungen der Sohle leicht herstellen und der Bau in Stampfbeton wird billiger, weil der Preis nicht durch die unvorhergesehenen Kosten für Dichtung und Wasserhaltung so stark beeinflusst wird, wie bei hölzernen Umschließungswänden, ganz abgesehen davon, daß die wirtschaftlich zu erreichende Tiefe der Betongründung durch den sicheren Schutz der Umfassungswand wesentlich erhöht wird.

Die Herstellungsweise und das Einbringen des Schüttsbetons durch maschinelle Einrichtungen und Anwendung des leicht beweglich angeordneten Schüttrichters ist aber jetzt derartig vervollkommen und sicher gestellt, daß seine Verwendung dem Stampfbeton gegenüber Nachteile kaum bringt, außer dem, daß die Arbeit verdeckt und weniger zu beobachten ist. Die Herstellung wird billiger als Stampfbeton, weil sie rascher erfolgt.

Unter diesen Umständen wird die bis dahin leicht zurückgesetzte Schüttsbeton-Gründung in vielen Fällen wirtschaftlich mit Stampfbeton erfolgreich in Wettbewerb treten können. —

*) Bemerkung: Näheres über eiserne Spundwände s. Zentralblatt der Bauverwaltung 1913 No. 23, 1914 No. 67, 1915 No. 35 u. No. 79.

Die Kämpferdruck-Schnittlinie im 2-Gelenkrahmen.

Von Dipl. Ing. R. Knäbel der G. H. H. Sterkrade, Rhl.



Bei Bestimmung des statisch unbestimmten Horizontalschubes eines 2-Gelenkrahmens verwendet man bekanntlich die Gleichung

$$H = \frac{\int M_0 M_a dx}{\int M_a^2 dx},$$

worin M_0 das Moment des statisch bestimmt gemachten Systems aus der äußeren Last und M_a das am gleichen System entstehende Moment aus der Kraft $H = 1$ ist.

Der geradlinige Stabzug des 2-Gelenkrahmens gestattet eine einfache zeichnerisch-rechnerische Auflösung der Integrale, deren Lösung oft bei mehrfach geknickten Stabzügen langwierig und umständlich ist.

So ist z. B. in nebenstehendem Rahmen (Abb. 1a u. b)

$$a) \int M_0 M_a dx = F_1 \cdot \eta_1 + F_2 \cdot \eta_2 + F_3 \cdot \eta_3 + F_4 \cdot \eta_4 \text{ und}$$

$$b) \int M_a^2 dx = (F_1' \cdot \eta_1' + F_2' \cdot \eta_2' + F_3' \cdot \eta_3') \cdot 2.$$

Die Schwerpunkte der Einzel-Momentenfläche lassen sich leicht auf dem Zeichenbrett konstruieren und die Momenten-Ordinaten errechnen.

Natürgemäß kann man ebenso 2-fach unbestimmte Systeme behandeln, indem in den Gleichungen

$$1) 0 = \int M_0 M_a dx + X_a \int M_a^2 dx + X_b \int M_a M_b dx \text{ und}$$

$$2) 0 = \int M_0 M_b dx + X_a \int M_a M_b dx + X_b \int M_b^2 dx$$

die Integrale auf gleiche Weise erledigt und nachher die Gleichungen mit den gefundenen Zahlenwerten aufgelöst werden. Hierbei ist gleiches Trägheitsmoment vorausgesetzt, jedoch lassen sich die Gleichungen im besonderen Fall stets auf diese Form bringen, indem die Trägheitsmomente entweder in irgend eine Abhängigkeit von einander gebracht werden, oder aber, was dasselbe ist, ein Durchschnitts-Trägheitsmoment eingeführt wird.

Hier soll gezeigt werden, wie oft mit Hilfe der Kämpferdruck-Schnittlinie die statisch unbestimmte Größe gefunden werden kann.

Zuerst ein ganz einfacher Fall. (Abbildung 2)

$$H = \frac{\int M_0 \cdot M_a dx}{\int M_a^2 dx}$$

$$1) Z = \int M_0 M_a dx = \frac{P \cdot a \cdot b}{2l} \cdot l \cdot h = \frac{P \cdot a \cdot b \cdot h}{2}$$

$$2) N = \int M_a^2 dx = 2 \left(\frac{h^3}{3} \right) + l \cdot h^2 = \frac{2h^3 + 3h^2 l}{3}$$

$$H = \frac{Z}{N} = \frac{3}{2} \cdot \frac{P \cdot a \cdot b}{2h^2 + 3l \cdot h} \text{ und für } P = 1$$

$$H = \frac{3}{2} \cdot \frac{a \cdot b}{2h^2 + 3l \cdot h}$$

Nach Abbildung 3 besteht die Proportion

$$\frac{u}{a} = \frac{A}{H} = \frac{b}{l} \cdot \frac{3}{2} \cdot \frac{a \cdot b}{2h^2 + 3lh} = \frac{2b(2h^2 + 3lh)}{3a \cdot b \cdot l}$$

$$u = \frac{4h^2 + 6lh}{3l} = \frac{2h}{3l} (2h + 3l),$$

d. h. die Kämpferdrücke schneiden sich, da u unabhängig von a und b geworden ist, auf einer Geraden im Abstand u von der Verbindungslinie der Fußpunkte.

Ebenso einfach ist die Bestimmung dieser Kämpferdruck-Schnittlinie für den Fall des wagrechten Kraftangriffes (Abbildung 4).

Es wird nämlich in gleicher Weise

$$\int M_0 dx \cdot M_a = \frac{a}{2} (l \cdot h + h^2 - \frac{a^2}{3}), \text{ und da der Nenner derselbe, wie im ersten Falle bleibt}$$

$$H = \frac{a(3l \cdot h + 3h^2 - a^2)}{2(2h^3 + 3h^2 l)}$$

In Abbildung 5 ist nun

$$\frac{u_1}{a} = \frac{H \cdot l}{a} ; u_1 = H \cdot l \text{ und somit}$$

$$u_1 = \frac{a \cdot l (3l \cdot h + 3h^2 - a^2)}{2(2h^3 + 3h^2 l)}$$

Steigt a über h , so gilt diese Beziehung nicht mehr; dann ist

$$H = \frac{3l \cdot a + 2h^2}{2(2h^2 + 3lh)} \text{ und } u_1 = l \cdot \frac{(3la + 2h^2)}{2(2h^2 + 3lh)}$$

Die aus beiden Werten für u_1 konstruierte Kurve ist von 1 bis 2 schwach gekrümmt; bei Punkt 2 wird der obere Riegel halbiert, da für $a = h$ der Wert $u_1 = \frac{l}{2}$ wird.

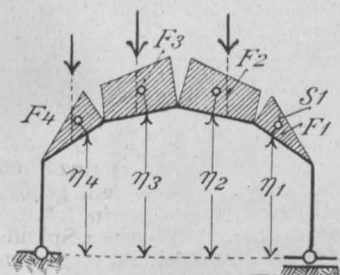


Abb. 1a.

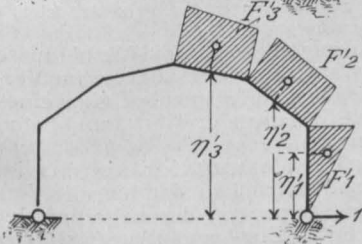


Abb. 1b.

Abbildung 1.

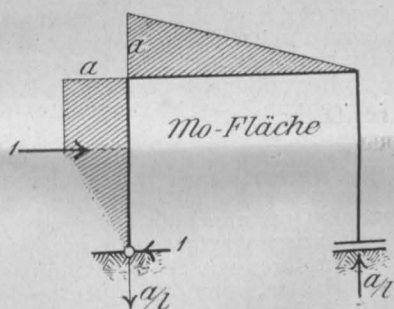
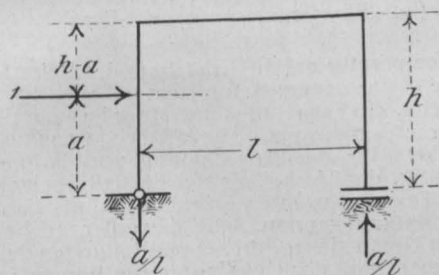


Abbildung 4.

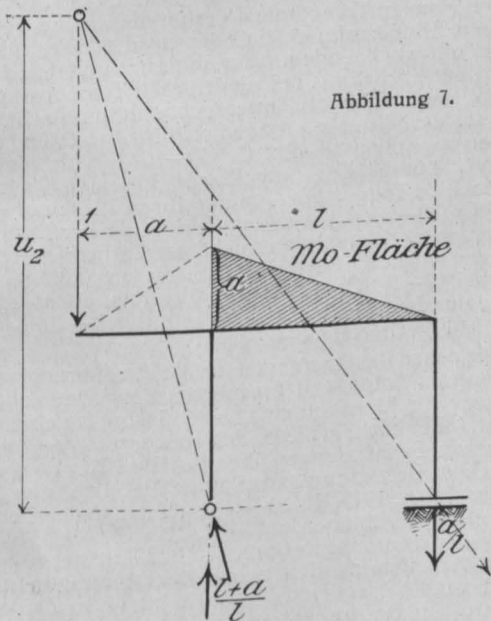


Abbildung 7.

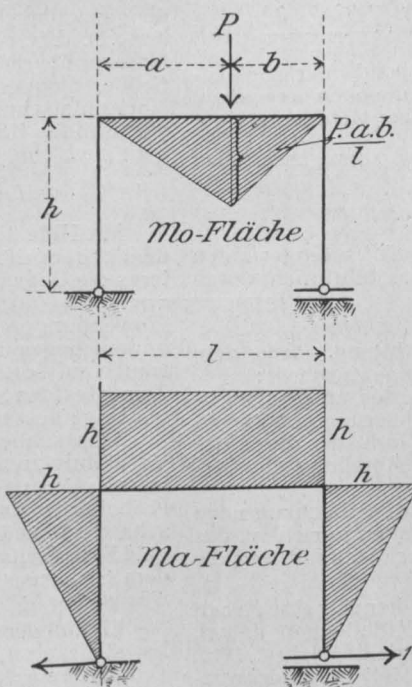


Abbildung 2.

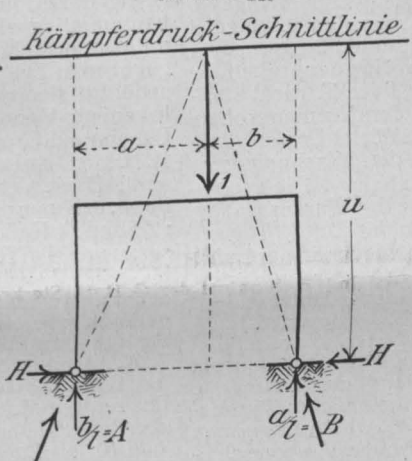


Abbildung 3.

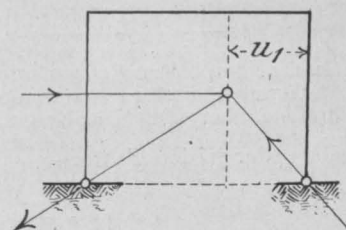


Abbildung 5.

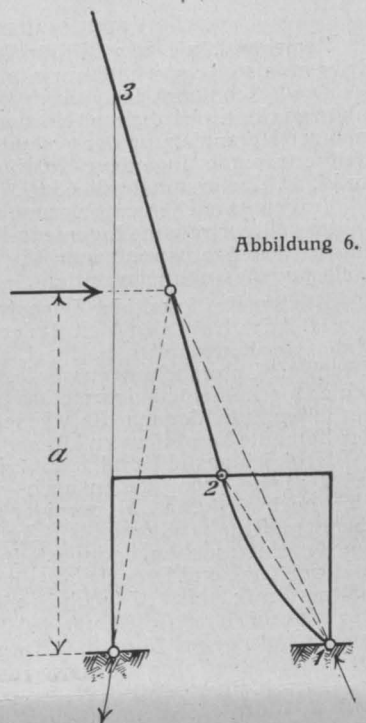


Abbildung 6.

Abbildungen 1—8 zu
Die Kämpferdruck-Schnittlinie im 2-Gelenkrahmen.

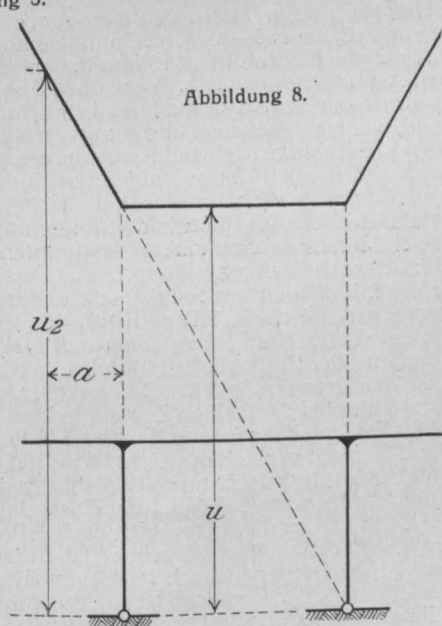


Abbildung 8.

Von 2 ab geht die Kurve in eine Gerade über, deren Schnittpunkt 3 mit dem Pfosten des Kraftangriffes sich damit bestimmt, daß in der letzten Formel $u_1 = l$ gesetzt wird; für diesen Fall ist nämlich

$$a = 2h \left(\frac{h}{3l} + 1 \right)$$

Tritt eine Belastung nach Abbildung 7 auf, so wird

$$\int M_o M_a dx = \frac{a \cdot h \cdot l}{2} \text{ und}$$

$$H = \frac{3}{2} \frac{a \cdot l}{h (2h + 3l)}; \text{ ferner ist wieder}$$

$$\frac{u_2}{a} = \frac{l + a}{l \cdot H} = \frac{(l + a) \cdot 2h (2h + 3l)}{l \cdot 3 \cdot a \cdot l}$$

$$u_2 = \frac{2h(l+a)(2h+3l)}{3l^2} = \frac{(l+a)}{l} \cdot \frac{2h(2h+3l)}{3l},$$

d. h. die Kämpferdrücke schneiden sich auf einer geneigten Geraden, die für $a=0$ wieder in die oben errechnete Parallele übergeht. Die Neigung jener Geraden ist gegeben durch den Faktor $\frac{l+a}{l}$ und es kann geschrieben werden

$$u_2 = \frac{l+a}{l} \cdot u.$$

Da für $a=l$, $u_2=2u$ wird, gehen die Verlängerungen der beiden geneigten Kämpferdruck-Schnittlinien durch

Vermischtes.

Zementankäufe der Militär-Verwaltung. Aus dem Kriegsministerium erhalten wir folgende Zuschrift:

Die Beschaffung des ganzen Bedarfes an Zement erfolgt zwecks Einheitlichkeit in der Lieferung und gleichmäßiger Heranziehung der gesamten Industrie durch das stellvertretende Ingenieur-Komitee, Abteilung II, Berlin W. 62, Kurfürstenstraße 63/69.

Angebote auf Zementlieferung sind demnach nur noch an das stellvertretende Ingenieur-Komitee zu richten, das auf Ansuchen entsprechende Vordrucke abgibt und die Lieferungsbedingungen mitteilt.

Die Sandfestigkeit der Zemente behandelt eine Arbeit von H. Burchartz in Heft 2 der „Mitteilungen d. kgl. Materialprüfungsamtes Berlin-Lichterfelde“ Jahrg. 1915. Zweck der Untersuchungen war festzustellen, wie sich verschiedene Zemente bei verschiedenen hohen Sandzusätzen verhalten, um danach die wirtschaftliche Ausgiebigkeit der Zemente beurteilen zu können. Es wurden 4 Zemente in Vergleich gestellt und zwar 2 Portland-, 2 Eisenportlandzemente, von denen nach den Normenproben je 1 als hochwertig, je 1 als weniger gut, ja z. T. nicht normgemäß zu bezeichnen ist. Außer den Normenproben wurden Untersuchungen angestellt auf Mörtel-Ergiebigkeit und auf Zug- und Druckfestigkeit in den Mischungsverhältnissen 1:2 bis 1:7 (nach Gewichtsteilen). Die Probekörper erhärteten 7, 28 und 180 Tage im Wasser (1 Tag an der Luft) bzw. 28 und 180 Tage an der Luft (1 Tag an der Luft, 2. bis 7. Tag im Wasser, dann wieder an der Luft). Bezüglich der Mörtel-Ergiebigkeit zeigte sich zwischen den 4 Zementen kein wesentlicher Unterschied. In den fetteren Mischungen 1:2 und 1:3 zeigten sich die leichteren Zemente etwas günstiger als der schwere.

Bezüglich der Festigkeit mit steigendem Sandzusatz ergab sich, daß die damit selbstverständlich verbundene Festigkeitsabnahme nicht in allen Fällen gleichmäßig verläuft, sondern je nach Art der Zemente, Art der Lagerung, Art der Festigkeit, sowie Alter der Proben ein verschiedenes Bild zeigt. Der Festigkeitsabfall zeigte sich in den fetten Mischungen größer als in den mageren, z. B. zwischen 1:2 und 1:3 etwa 35–40%, 1:3 und 1:4 noch 20%, 1:4 und 1:5 nur noch etwa 14%, 1:5 und 1:6 nur 8% und schließlich 1:6 und 1:7 noch 5%. Von einer bestimmten Magerungsgrenze ab ist also die Festigkeitsabnahme nicht so bedeutend, wie man nach dem Mischungsverhältnis erwarten dürfte. (Burchartz macht übrigens in diesem Aufsatz wieder ausdrücklich darauf aufmerksam, daß die Angabe des Mischungsverhältnisses kein richtiges Bild von dem tatsächlichen Verhältnis des Bindemittels im Mörtel gibt, daß letzteres von einem bestimmten Magerungsgrad nur noch wenig abnimmt.) Die Festigkeitsverminderung mit steigendem Sandzusatz zeigt sich ferner bei den jüngeren Proben (7 Tage Alter) durchschnittlich als stärker als bei den Proben höheren Alters, ferner war die Abnahme der Zugfestigkeit durchschnittlich geringer als die der Druckfestigkeit. Die verschiedene Art der Lagerung hatte bei demselben Zement keinen großen Einfluß auf die Festigkeitsänderung. Portland-Zement und Eisenportland-Zement verhielten sich in Bezug auf die Abnahme der Druckfestigkeit ziemlich gleich, hinsichtlich der Zugfestigkeit gilt das nur bezüglich der Wasserlagerung, während bei Luftlagerung die jüngeren Proben aus Portland-Zement größeren Festigkeitsabfall zeigten, die Eisenportland-Zement-Proben dagegen nach 180 Tagen Alter. Als wichtigstes Ergebnis der Versuche ist zu bezeichnen, daß sich nach ihnen die hochwertigen Zemente in den sehr mageren Mörtelmischungen (1:7 und 1:6, z. T. auch noch bis 1:5) nicht anders verhalten als die Zemente mit geringerer Anfangsfestigkeit. Die Untersuchungen erfolgten mit Normensand und bei Mischung nach Gewichtsteilen. Unter diesen Voraussetzungen ergaben sich also keine Unterschiedsmerkmale der verschiedenen Zementarten hinsichtlich ihrer Sandfestigkeit. Der Berichterstatter gibt zu, daß in der praktischen Anwendung, also bei Mischung nach Raumteilen und bei

die gegenüber liegenden Fußpunkte der Rahmen (Abbildung 8), d. h. der abseitige Kämpferdruck ändert für die auf dem überkragenden Ende wandernde Last nur seine Größe, nicht seine Richtung, und die Einflußlinie des Horizontalschubes ist als wagrechte Projektion des stetig wachsenden Kämpferdruckes eine geneigte Gerade. Das geht auch ohne weiteres aus

$$H = \frac{3}{2} \cdot \frac{a \cdot l}{h(2h+3l)} = K \cdot a \text{ hervor.}$$

Mit Hilfe dieser Kämpferdruck-Schnittlinien sind bei dem behandelten Rahmen für jede Laststellung ohne weiteres die Gegendrucke gegeben. — (Schluß folgt.)

Anwendung gemischt-körnigen Sandes, die Verhältnisse anders liegen können, warnt aber doch davor, im Vertrauen auf die nachgewiesene hohe Normenfestigkeit eines Zementes den Sand- und Kieszusatz im Mörtel und Beton ins Ungemessene zu steigern.

Was schließlich den Erhärtungsfortschritt im Verhältnis zum Sandzusatz betrifft, so sind hier die Verhältnisse je nach Art des Zementes, der Lagerung der Probekörper und hinsichtlich Zug- und Druckfestigkeit sehr verschieden. Bei allen Proben zeigte sich aber eine Festigkeitszunahme mit dem Alter, die mit wachsendem Sandzusatz (bei Wasserlagerung) mit dem Alter wächst.

Einfluß der Temperatur auf die Erhärtung des Betons. Es ist bekannt, daß bei einem Beton, der bei niedriger Temperatur erhärtet, die Erhärtung langsamer fortschreitet, als bei höherer Temperatur. Für die Frage des zulässigen Zeitpunktes für die Ausschalung von Betonbauten ist es wichtig, das Verhältnis der Festigkeit eines unter anormalen Temperaturen erhärtenden Betons zum gegebenen Zeitpunkt zu kennen. Mit dieser Frage beschäftigt sich nun No. 81, Jahrg. 1915 der Mitteilungen der Ingenieur-Versuchsanstalt der Universität von Illinois in Urbana auf Grund von Versuchen, die unter Leitung von A. B. Mc Daniel an genannter Anstalt ausgeführt worden sind. Diese Versuche sind durchgeführt mit Betonwürfeln bzw. Prismen der Mischung 1 Gewichtsteil Portlandzement : 2 Sand : 4 Kalksteinschotter mit durchschnittl. 10% Wasserzusatz, bei Temperaturen von 20–90° Fahrenheit (–6,5 bis +32° C.) erhärtet und im Alter von 3–28 Tagen zerdrückt. Aus den Ergebnissen sind schließlich Kurven abgeleitet, die einmal für verschiedene Altersstufen die Festigkeiten ablesen lassen, wenn die Festigkeiten bei 3, 7, 10, 14 und 28 Tagen als Ordinaten, die Temperaturen bei der Erhärtung als Abszissen aufgetragen sind, und das andere Mal für Temperaturen von 20–90° Fahrenheit die Festigkeiten ablesen lassen, wenn die in Abständen von 10° ermittelten Festigkeiten wieder als Ordinaten, die Altersstufen als Abszissen aufgetragen sind. Die Versuchsergebnisse entsprachen der bekannten Tatsache, daß unter normalen Temperatur-Verhältnissen die Festigkeit mit dem Alter zunimmt, daß der Grad der Festigkeitszunahme mit wachsendem Alter abnimmt und daß der Fortschritt der Erhärtung bei niedrigeren Temperaturen sich verlangsamt. Für die untersuchte Betonmischung und die betr. Verhältnisse ergaben sich für Erhärtungstemperaturen zwischen 15–21° C. (60–70° F.) für die Altersstufen 7, 14 und 21 Tage ungefähr 50, 75 und 90% der Festigkeit nach 28 Tagen. Für Temperaturen zwischen –1 und +21° C. (30–70° F.) war das Verhältnis der Festigkeiten zu den betr. Altersstufen nicht wesentlich verschieden. Dagegen wurde die Festigkeit eines Betons, der eine Woche lang bei 15–21° C. (60–70° F.) erhärtete, etwa doppelt so hoch gefunden, wie die Festigkeit eines bei –1 bis +4,5° C. (32–40° F.) erhärteten.

Die neuen Bestimmungen für die Ausführung von Bauwerken aus Beton und Eisenbeton des „Deutschen Ausschusses für Eisenbeton“ von 1915 sind zu einem Hefte vereint (aber leicht in die beiden Bestimmungen zerlegbar) mit kurzen Erläuterungen über die Abweichungen von den bisherigen Bestimmungen (Sonderdruck aus den „Mitteilungen“ Jahrg. 1915, No. 20–24) im Verlage der Deutschen Bauzeitung erschienen.

Die Zustimmung des preußischen Ministers der öffentlichen Arbeiten zu den neuen Bestimmungen und ihre Einführung in Preußen darf wohl in kürzester Zeit erwartet werden. Die Bestimmungen liegen auch den zuständigen Ministerien der sämtlichen deutschen Bundesstaaten zur Einverständnis-Erklärung vor.

Inhalt: Eisenbetonarbeiten vom Bau der Hafenschleuse T. Bientert in Dresden-Friedrichstadt. Erleichterung von Schüttbeton-Gründungen. — Die Kämpferdruck-Schnittlinie im 2-Gelenkrahmen. — Vermischtes.

Verlag der Deutschen Bauzeitung, G. m. b. H., in Berlin.
Für die Redaktion verantwortlich: Fritz Eiselen in Berlin.
Buchdruckerei Gustav Schenck Nachf. P. M. Weber in Berlin.

DEUTSCHE BAUZEITUNG

MITTEILUNGEN ÜBER ZEMENT, BETON- UND EISENBETONBAU

UNTER MITWIRKUNG DES VEREINS DEUTSCHER PORTLAND-
CEMENT-FABRIKANTEN UND DES DEUTSCHEN BETON-VEREINS

№ 2.

XIII. Jahrgang 1916.

Eisenbetonarbeiten vom Bau der Hafenmühle T. Bienert, Dresden-Friedrichstadt.

Entwurf und Ausführung der Firma Johann Odorico (Inhaber Ingenieur R. Wortmann) in Dresden.
Von Ober-Ingenieur Dipl.-Ing. H. Marcus. (Fortsetzung.) Hierzu die Abbildungen S. 12 und 13.



Einzelheiten der konstruktiven Durch-
bildung des Mühlengebäudes sind
in Abbildung 10 (Gründung der Säulen),
Abbildung 11 (Ausbildung der Decken,
Balken, Unterzüge), Abbildung 12 so-
wie 13 (Konstruktion der Mehlsilos),
Abbildung 14 (Dachstuhl) dargestellt.

Die Verladehalle, die in Abbildung 4 in No. 1,
S. 3 im Querschnitterscheint, ist in den Abbildungen 15
und 16, S. 12/13 im Grundriß und einem Teil des Längs-
schnittes dargestellt. Sie hat eine Länge von rd. 140 m
und eine Breite einschließlich Rampe von rd. 14 m
und besteht aus einem Kellergeschoß und Erdge-
schoß mit Aufbauten für die Luftdruck-Transportan-

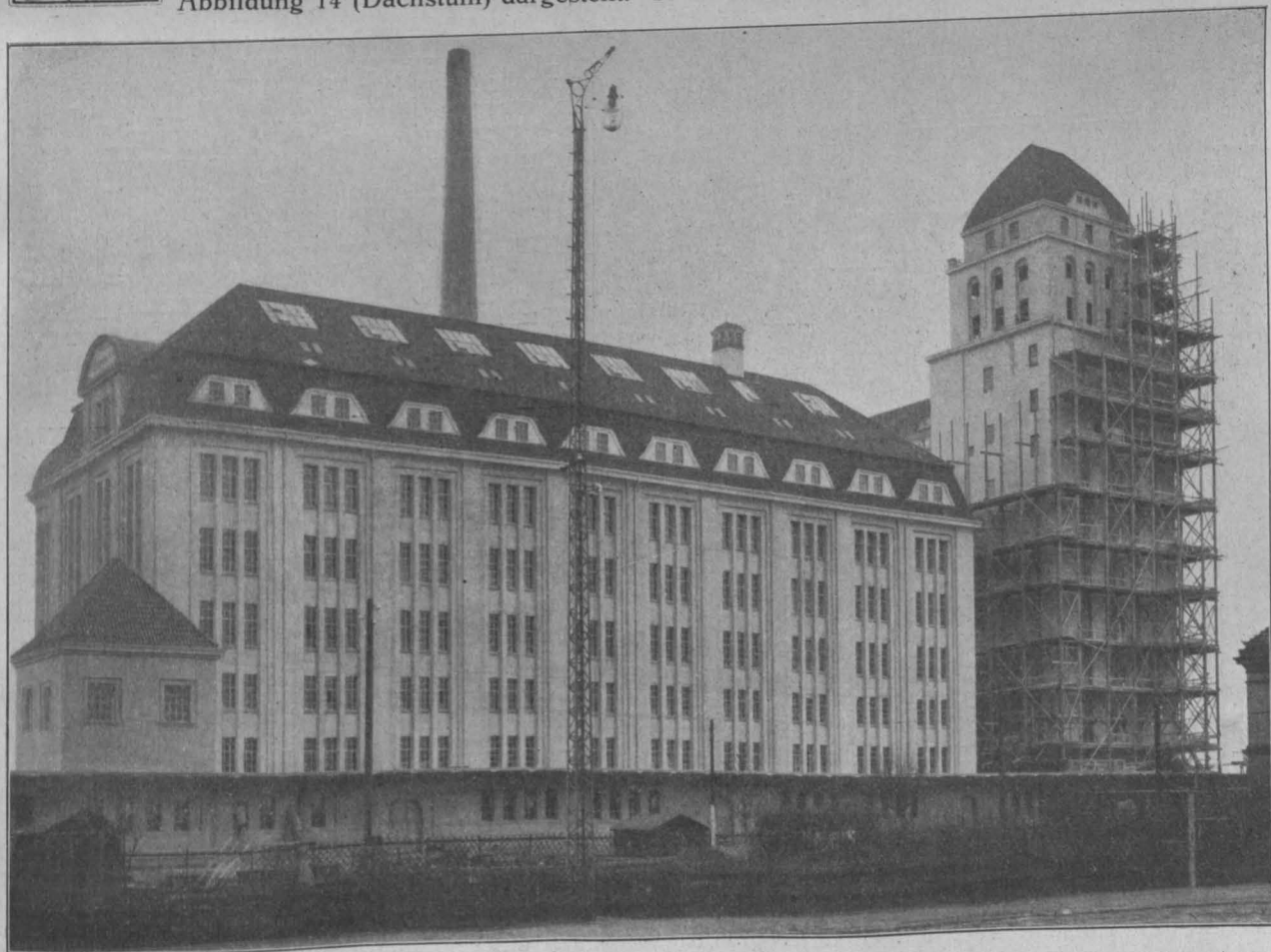


Abbildung 23. Ansicht der Mühlenanlage von der Bahnseite. Arch. Lossow & Kühne (Prof. Max Hans Kühne) in Dresden.

Rücksicht hierauf wurde die Gründung einzelner Säulen, welche neben dem Kanal zu stehen kamen, bis in die Tiefe der Kanalsohle d. h. bis etwa 4,5 m unter Kellerfußboden geführt. Diejenigen Säulen, die über

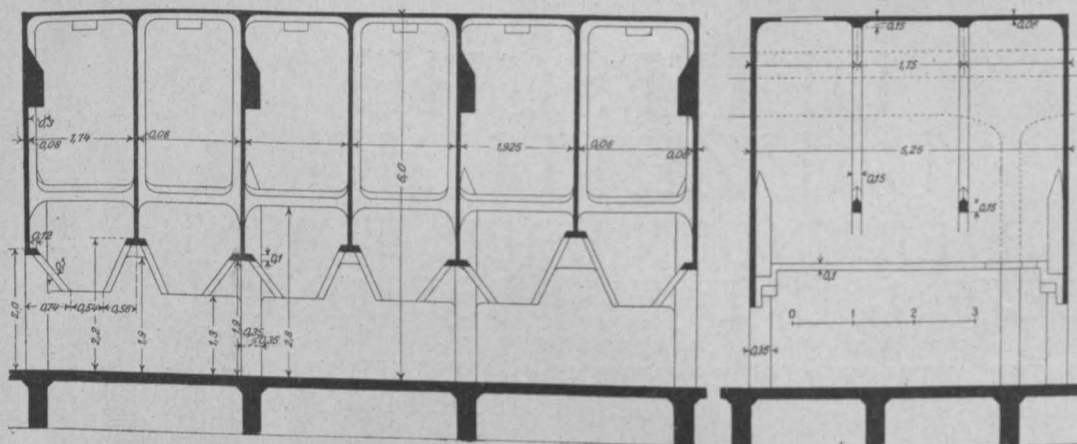


Abbildung 12a-c
Gesamt-
Anordnung in
Längsschnitt,
Querschnitt und
Grundriß
eines Mehlsilos
im
Mühlengebäude.

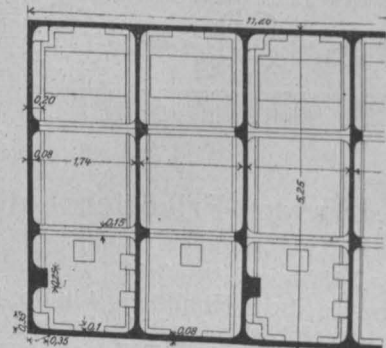


Abbildung
12 c
(links)
Teil des
Grundrisses
des
Mehlsilos.

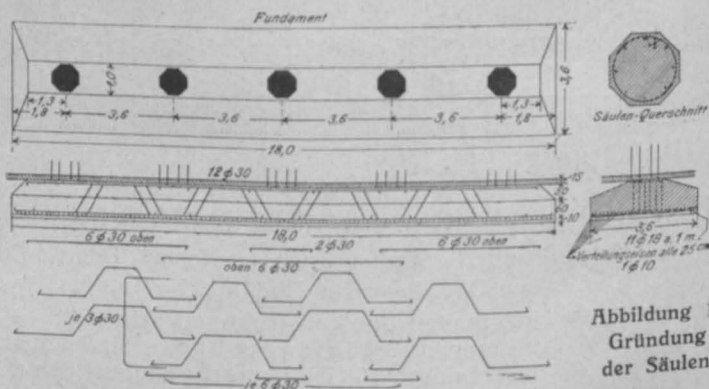


Abbildung 10
Gründung
der Säulen.

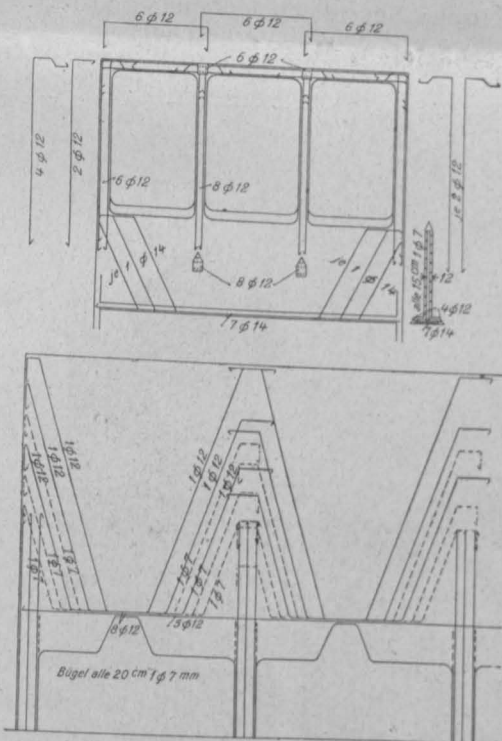


Abbildung
13a und b
(links)
Einzelheiten
der
Bewehrung
der Zellen
des
Mehlsilos
in Quer-
und
Längsschnitt
(Maßstab
wie
Abbildg. 12).

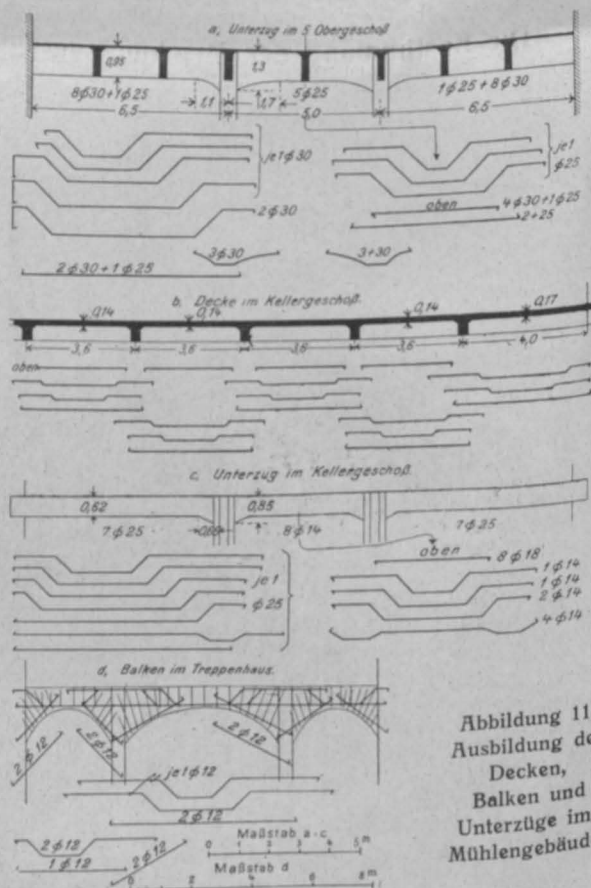


Abbildung 11.
Ausbildung der
Decken,
Balken und
Unterzüge im
Mühlengebäude.

Abbildungen 10—13. Konstruktions-Einzelheiten
aus dem Mühle Gebäude (Text siehe No. 1).

geteilt. Die Decke über dem Kellergeschoß hat eine Nutzlast von 1000 kg/qm aufzunehmen.

Besondere konstruktive Vorkehrungen erforderte ein großer städtischer Hauptsammler, der sich fast über die ganze Länge des Gebäudes erstreckte. Von der maßgebenden Behörde wurde der Bauherrschaft die Bedingung gestellt, daß ein Ausheben des Kanalprofils mit Einschnittböschungen unter 45° bis zur Kanalsole jederzeit möglich bleiben müsse. Mit

den Kanal zu stehen kamen, wurden durch einen Eisenbeton-Rahmen aufgenommen, welcher den Kanal unter Beibehaltung eines kleinen Zwischenraumes umfaßt und die Lasten seitlich überträgt. Einzelheiten einer solchen Rahmen-Konstruktion sind aus Abbildung 17, S. 13 zu ersehen.

Gegen das Verladegleis ist das Kellergeschoß der Verladehalle durch eine Stützmauer aus Stampfbeton abgeschlossen. Der obere Teil dieser Mauer ist infolge des vorgeschriebenen Lichtraumprofils in Eisenbeton ausgeführt worden. (Vgl. Abbildung 4 in No. 1.) Die Querabschlußwände der Verladehalle sowie die Verbindungsbauten mit dem Mühlengebäude im Silobau sind ebenfalls in Eisenbeton-Konstruktion hergestellt. (Abbildung 3 und 15.)

Der Verbindungstunnel zwischen der Verladehalle und dem König Albert-Hafen, dessen haubenförmiger Querschnitt von 2,4 m Höhe und 2,4 m Breite aus Stampfbeton besteht, enthält die Transportbänder für die Säcke sowie die Rohre für die pneumatische Schiffsentladung. Seine Ausbildung zeigt Abb. 18, S. 13. Die Abmessungen dieses Tunnels wurden für schweren Eisenbahnverkehr und zwar für den ungünstigen Fall einseitiger Belastung bemessen. Den Bedingungen der Eisenbahnbehörde entsprechend wurde dieser Tunnel durch eine Ausdehnungsfuge in zwei Teile geteilt, ferner die Sohle durch Eiseneinlagen gegen etwaigen Druck des Grundwassers von unten nach oben verstärkt.

Das Maschinenhaus mit angebauter Werkstatt erscheint in Abbildung 4 No. 1 im Längsschnitt. Einen Querschnitt, sowie Einzelheiten der Bewehrung des Binders zeigen die Abbild. 19 und 20, S. 12. Von allen hier angewandten Eisenbeton-Konstruktionen dürfte allein das Dach über dem Maschinenhause einig Interesse bieten. Dieses Dach besteht nämlich aus Eisenbeton-Bindern von wechselnder Höhe, welche als frei aufliegende Träger ausgebildet wurden und in 5 m Entfernung angeordnet sind. Zwischen diese schiebt sich die durchlaufende Dachplatte zwischen ebenfalls durchlaufenden Nebenträgern. Der Schönheit wegen und auch als Wärmeabschluß ist unterhalb der Binder eine Rabitzdecke in Gewölbeform angehängt worden. Die Binder sind, wie schon erwähnt, als frei aufliegende Träger ausgebildet. Sie

haben 16,5 m Spannweite, ein festes und ein bewegliches Auflager. Eine Verbindung mit den ohnehin vorhandenen Eisenbeton-Wandstützen zu geschlossenen Rahmen konnte deswegen nicht vorgenommen werden, weil die verfügbare Höhe hauptsächlich an den Ecken, an denen große negative Momente auftreten, zu gering war. Die Stärke der Binder war nach oben durch die vom Architekten gewählte Dachbegrenzung festgelegt, nach unten durch den für Laufkran und Laufkatze erforderlichen Raum. Aus diesem Grunde haben die Binder nach dem Auflager zu eine im Verhältnis zur Spannweite sehr geringe Stärke erhalten, sodaß die Schubspannungen verhältnismäßig groß sind. So mußte, um diese aufnehmen zu können, eine verhältnismäßig starke Bewehrung gegen die Auflager hin angeordnet werden. (Abbildung 20.) Die Sicherung der elastischen Beweglichkeit bei Temperatur-Schwankungen, die ja bei Dachkonstruktionen am meisten zu berücksichtigen sind, wurde durch entsprechende Ausbildung der Auflager erstrebt. Es besteht das feste Auflager einfach aus einer gelenkartig geformten oberen Begrenzung des Wandpfeilers und der unteren Fläche des Binders, das bewegliche dagegen aus einem eingeschalteten pendelartigen Zwischenglied von 0,5 m Höhe, das in entsprechenden Formen in bewehrtem Beton hergestellt und dann an Ort und Stelle verlegt wurde. (Vergl. Abbildung 20.)

Einen Blick in das Maschinenhaus während der Ausführung zeigt Abbildung 21, die wir noch nachfolgen lassen.

Der Kohlenbunker, dessen allgemeine Konstruktion aus dem Längs- und Querschnitt, Abbildg. 22 a und b, S. 13 ersichtlich ist, besteht zum größten Teil aus Eisenbeton, im Uebrigen aus Stampfbeton. Er ist nach dem Taschensystem ausgebildet, um die Selbstentzündung der Kohle möglichst zu verhindern. Die Konstruktion bietet im Uebrigen keine besonderen Eigenarten. —

(Schluß folgt.)

Die Bestimmung des Mischungsverhältnisses von erhärtetem Mörtel und Beton.

Die Frage der nachträglichen Bestimmung des Mischungsverhältnisses, d. h. des Verhältnisses des Bindemittels zu den Füllstoffen im abgeordneten Mörtel oder Beton, ist eine solche, die in Streitfällen in der Praxis häufig auftritt, aber nur unter bestimmten Voraussetzungen gelöst werden kann. Sie ist allgemein u. a. behandelt worden im Jahrgang 1906 der „Mitteilungen des kgl. Materialprüfungsamtes Berlin-Lichterfelde“, Heft 6 von H. Burchartz und in den genannten „Mitteilungen“, Jahrg. 1912, Heft 3, ist von demselben Verfasser das beigeenannte Amt übliche Verfahren näher dargestellt worden. Eine interessante Studie über diese Frage veröffentlicht nun neuerdings Dr.-Ing. H. Nitzsche, Oberlehrer an der kgl. Baugewerkschule zu Frankfurt a. M. in der „Zeitschrift für Bauwesen“, Jahrg. 1915, S. 332 ff.

Es wird von Interesse sein, über diese Veröffentlichung auch hier einige Mitteilungen zu machen.

Das Verfahren, das Dr.-Ing. Nitzsche seinen Betrachtungen zugrunde legt, ist an sich bekannt und beruht darauf, „daß die Mörtel- oder Beton-Rohstoffe, Bindemittel und Füllstoffe, in verdünnter Salzsäure entweder völlig, teilweise, oder garnicht lösbar sind, sodaß es unter gewissen Bedingungen gelingt, aus den Mengen der unlöslichen und der abschlämmbaren Rückstände durch Rechnung die Mischungsverhältnisse zu bestimmen.“ Dr.-Ing. N. will die zu untersuchenden Probestücke dabei nur soweit zerkleinern, daß die Korngrößen-Verhältnisse der verwendeten Füllstoffe dabei keine Veränderung erfahren, es sollen keine stark zerkleinerten, oder gar staubförmigen Mengen entstehen, vielmehr sollen die Probestücke nur in etwa faustgroße Stücke zerlegt werden. Die zerkleinerten Stücke werden dann in verdünnte Salzsäure gelegt und darin belassen, bis sie unter Auflösung der in Salzsäure und Wasser löslichen Bestandteile völlig zerfallen sind, also z. B. Schotterbeton in saubere Schotterstücke und saubere Sand- oder Kieskörner, sowie in abschlämmbare Feinstoffe oder Rückstände. Die abschlämmbaren, sowie die absitzenden Rückstände sind zu trocknen. Die Bedingungen, unter denen dann aus den Mengen dieser Rückstände das Mi-

schungsverhältnis berechnet werden kann, bestehen nun nach Nitzsche darin, daß „die auf die Behandlung mit Salzsäure bezüglichen Eigenschaften der einzelnen Stoffbestandteile für sich bekannt sind und daß diese Bestandteile zur Bildung von Mörtel oder Beton in einer solchen Gruppierung zusammengestellt sind, daß die Anzahl der durch die Salzsäurebehandlung aufstellbaren Bestimmungsgleichungen der Anzahl der Unbekannten entspricht.“

Es wird also hier nur der Fall untersucht, daß Proben der verschiedenen Rohstoffe seiner Zeit schon entsprechend untersucht oder zurückbehalten sind, sodaß die auf die Lösung der Aufgabe einwirkenden Eigenschaften noch nachträglich feststellbar sind. Es müssen feststellbar sein: Raumgewicht, Gehalt an Salzsäurelöslichem, dgl. an Abschlämmbarem, sowie bei den Bindemitteln die Zahl, welche angibt, welcher Menge losen Stoffes die vorgefundene Menge erhärteten Bindemittels entspricht (Ausbeute-Verhältnis). Verfasser erläutert noch an Beispielen den allgemeinen Rechnungsgang und zeigt, von wie großem Einfluß auf das Endergebnis die richtige Bestimmung der Einzeleigenschaften der Einzelstoffe ist, sodaß es nötig wird, diese an nicht zu kleinen Probemengen sorgfältigst zu bestimmen. Vor allem ist für die Praxis ein zuverlässiges Ergebnis nur zu erwarten, wenn die untersuchten Rohstoffe mit den tatsächlich verwendeten auch durchaus genau übereinstimmen. So ergibt sich z. B. für einen Beton, für welchen nur zwei verschiedene, wenig abweichende Werte des Abschlämmbaren des Kiesel eingeführt werden unter Festhaltung aller übrigen sonst ermittelten Werte in einem Fall ein Mischungsverhältnis von 1:2,4, im anderen von 1:11,4.

Verfasser untersucht dann die praktisch vorkommenden Aufgaben in Bezug auf ihre genaue oder bedingte Lösbarkeit oder Unlösbarkeit; zu ersteren können unter den obigen Voraussetzungen auch solche mit einem gemischten Bindemittel (Zement und Kalk) gehören, während die Aufgabe bei Traßzusatz im Allgemeinen unlösbar wird, weil es praktisch nicht möglich ist, vom Reinsand die aus dem Traß herrührenden feinsandartigen Körner zu trennen. Die verschiedenen Fälle sind in einer Tabelle zusammengestellt, die eine rasche Uebersicht gestattet.

[illegible]

Abbildung 15.

[illegible]

Abbildung 19.

[illegible]

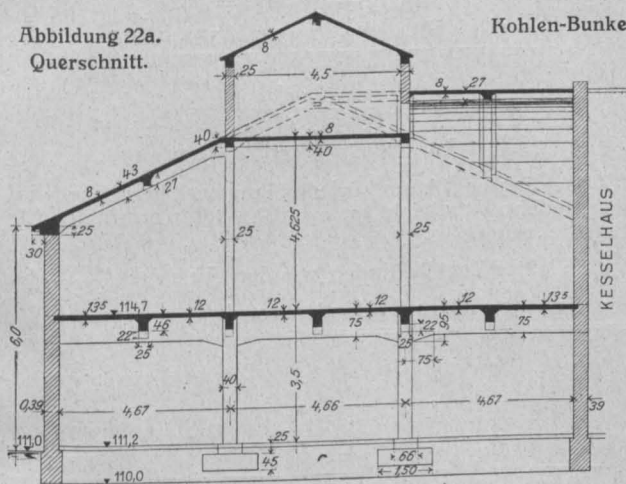
Abbildung 20.

Eisenbeton-Arbeiten
beim Bau der Hafenschleuse T. Bienert
in Dresden-Friedrichstadt.
Von Ober-Ingenieur Dipl.-Ing. H. Marcus.
No. 2.

Es werden schließlich allgemeine Formeln für die Berechnung der Mischungsverhältnisse entwickelt, die, an sich einfach, allerdings auf einer großen Zahl vorheriger Einzelfeststellungen beruhen. (Bei einem der angeführten Beispiele handelt es sich um nicht weniger als 15 Einzelwerte, die bekannt oder bestimmbar sein müssen.)

nächst einige Bedenken gegen den mechanischen Teil der Arbeitsweise, deren exakte Durchführbarkeit nicht durchaus gesichert erscheine. Andererseits werden aber auch gewisse Bedenken geltend gemacht gegen die an sich scharfsinnige und grundsätzlich anzuerkennende Berechnungsmethode, namentlich im Hinblick auf die „große

Abbildung 22a.
Querschnitt.



Kohlen-Bunker Maßstab 1:200.

Abbildung 22b.
Längsschnitt.

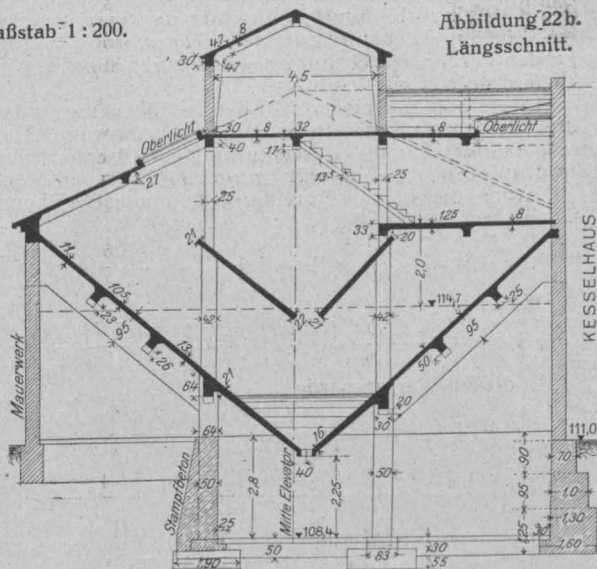


Abbildung 16.

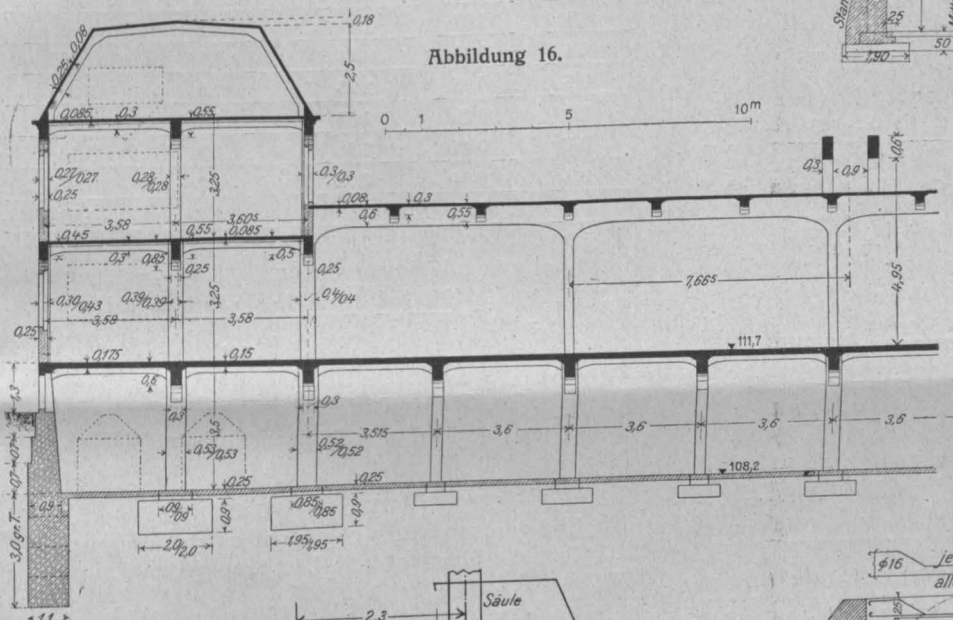


Abbildung 16.
Teil des Längsschnittes
durch die Verladehalle.
Maßstab 1:200.
Querschnitt
siehe in No. 1, S. 3.
Grundriß hierneben.
Abbildung 15.

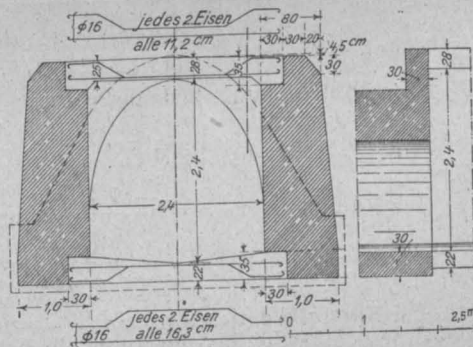
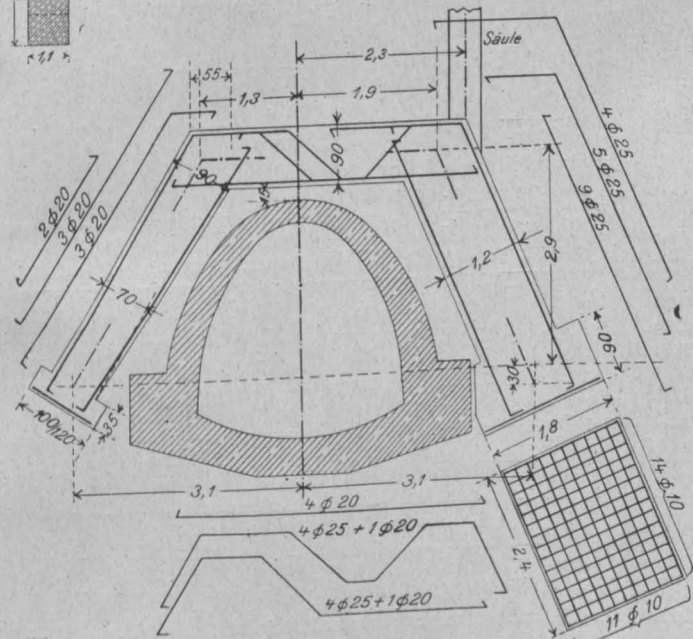


Abbildung 18. Verbindungstunnel zwischen
Mühlengebäude und Verladehalle.
Abbildung 17 (links). Ueberbauung eines vor-
handenen städt. Hauptsammlers.
Eisenbeton-Arbeiten vom Bau der Hafenmühle
Dresden-Friedrichstadt.

Empfindlichkeit der Bestimmungs-Gleichungen gegen die Veränderlichkeit der Eigenschaftswerte der Einzelstoffe (vergleiche das obige Beispiel), sodaß durch die „unvermeidlichen Versuchsfehler unter Umständen Werte in den Rechnungsgang hinein gelangen, durch welche die Richtigkeit der

Endergebnisse beeinflusst werden muß“. Im Übrigen wird aber der Aufsatz als ein interessanter und anerkannter Beitrag zur Frage der Bestimmung des Mischungsverhältnisses im Beton und Mörtel bezeichnet. Wir empfehlen die Arbeit jedenfalls dem näheren Studium. —

Zu dieser interessanten Arbeit hat Dr. Framm, Vorstand des chemischen Laboratoriums des „Vereins Deutscher Portland - Cement - Fabrikanten“ in der Zeitschrift „Cement“, der Zentralstelle für die Förderung der Portland-Zement-Industrie des genannten Vereins Jahrg. 1915 No. 42, kritisch Stellung genommen. Er erhebt darin zu-

Die Kämpferdruck-Schnittlinie im 2-Gelenkrahmen.

Von Dipl.-Ing. R. Knäbel der G. H. H. Sterkrade, Rhl. (Schluß.)



st eine H -Linie gewünscht, so kann sie durch Berechnung der Ordinaten oder durch Konstruktion (Abbildung 9) gefunden werden. Die Einflußordinaten der Auflagerlinie B sind in Abbildung 9 in Richtung des Gegendruckes und der Horizontalen zerlegt, woraus η_1, η_2 usw. gefunden werden. Die Ordinaten η erscheinen dabei im gleichen Maßstabe der B -Linie.

Ein weiteres Beispiel soll für den in Abbildung 10 dargestellten Rahmen mit Fußgelenken gezeigt werden. Auch hier gestaltet sich die Berechnung der Kämpferdruck-Schnittlinie in allgemeiner Form verhältnismäßig einfach.

Werden die in der Abbildung 10 eingeschriebenen Größen eingeführt, so ist

$$x = \frac{2b \cdot d}{3l}, \quad x + h = \frac{3hl + 2bd}{3l}$$

Ebenso

$$y + h = \frac{3hl + 2bd + d \cdot l}{3l}, \quad z + h = \frac{3hl + bd + 2dl}{3l}$$

Mit diesen Werten wird

$$\int M_o \cdot M_a \cdot dx = \frac{b}{4} \cdot \frac{l}{\cos \alpha} \cdot \frac{3h + 2d}{3} + \frac{b}{4} \cdot \frac{(l-b)}{\cos \alpha} \cdot \frac{3hl + bd + 2dl}{3l} + \frac{b(2l-b)}{4l} \cdot \frac{(l-b)}{\cos \alpha} \cdot \frac{3hl + 2bd + dl}{3l} + \frac{b(2l-b)}{4l} \cdot \frac{b}{\cos \alpha} \cdot \frac{3hl + 2bd}{3l},$$

und nach einigen Umformungen:

$$\int M_o M_a dx = \frac{3l^2(2hb + db) - b^2(3hl + db)}{6l \cdot \cos \alpha}$$

Der Nennerausdruck für den Horizontalschub ist da nach Abbildung 11.

$$w = \frac{l}{3 \cos \alpha} \cdot \frac{3h + d}{2h + d} \quad \text{und}$$

$$\frac{v}{d} = \frac{\frac{l}{\cos \alpha} - \frac{l}{3 \cos \alpha} \cdot \frac{3h + d}{2h + d}}{\frac{l}{\cos \alpha}}, \quad \text{somit}$$

$$v = \frac{3hd + 2d^2}{3(2h + d)}, \quad v + h = \frac{6h^2 + 6hd + 2d^2}{3(2h + d)}$$

$$\int M_a^2 dx = 2 \left[\frac{h^3}{3} + \frac{h + d + h}{2} \cdot \frac{l}{\cos \alpha} \cdot \frac{6h^2 + 6hd + 2d^2}{3(2h + d)} \right] = \frac{2h^3 \cdot \cos \alpha + 6h^2 l + 6dhl + 2d^2 l}{3 \cdot \cos \alpha}$$

$$\text{Somit wird } H = \frac{3l^2(2hb + db) - b^2(3hl + db)}{4l[h^3 \cdot \cos \alpha + l(3h^2 + 3dh + d^2)]}$$

Nach Abbildung 12 ist nun wiederum

$$\frac{u}{2l - b} = \frac{b}{2l \cdot H}; \quad u = \frac{(2l - b) \cdot b}{2l \cdot H}$$

Wird nun noch $\cos \alpha = \frac{l \cdot \sqrt{l^2 + d^2}}{l^2 + d^2}$ eingeführt, so folgt

$$u = \frac{2l(2l - b)[h^3 \cdot \sqrt{l^2 + d^2} + (l^2 + d^2)(3h^2 + 3dh + d^2)]}{(l^2 + d^2)[3l^2(2h + d) - b(3hl + db)]}$$

Zur Kontrolle dieses Wertes ist $d = 0$ zu setzen; wird dabei berücksichtigt, daß hier mit l die halbe Stützweite des Rahmens bezeichnet ist, so wird der gleiche Wert, wie der zu Abbildung 3 zugehörige, ermittelt.

Die Formel für u erscheint auf den ersten Blick recht

umständlich; sie wird jedoch sehr handlich, wenn $b = a \cdot l$ eingeführt wird. Dann wird

$$u = \frac{2(2 - a)}{3h(2 - a) + d(3 - a^2)} \cdot \frac{[h^3 \sqrt{l^2 + d^2} + (l^2 + d^2)(3h^2 + 3dh + d^2)]}{(l^2 + d^2)} = \frac{2 \cdot K}{3h + d \left(\frac{3 - a^2}{2 - a} \right)}$$

Der Faktor K kann für jedes Tragwerk berechnet werden, sodann ist u leicht für $a = 0,0 - 1,0$ zu ermitteln. Ein Beispiel zeige dies.

In einer Tabelle finden wir den Ausdruck $\frac{3 - a^2}{2 - a}$ für die Werte $0 - 1,0$ in Abständen von $1/10$.

$a =$	$a^2 =$	$3 - a^2 =$	$2 - a =$	$\frac{3 - a^2}{2 - a} =$
0	0	3	2	1,5
0,1	0,01	2,99	1,9	1,575
0,2	0,04	2,96	1,8	1,645
0,3	0,09	2,91	1,7	1,71
0,4	0,16	2,84	1,6	1,775
0,5	0,25	2,75	1,5	1,835
0,6	0,36	2,64	1,4	1,885
0,7	0,49	2,51	1,3	1,93
0,8	0,64	2,36	1,2	1,97
0,9	0,81	2,19	1,1	1,99
1,0	1,0	2,0	1	2,0

Wird nun z. B. angenommen $l = 10,0$; $d = 1,0$ und $h = 6,0$ so folgt $K = \frac{216 \sqrt{101 + 101 \cdot (3 \cdot 36 + 18 + 1)}}{101} = 148,5$

$$2K = 297, \quad u = \frac{2K}{18 + d \cdot \frac{3 - a^2}{2 - a}}$$

Ebenso wird bei gleichbleibenden l und h für

$d =$	2	4	6	8	10
$2K =$	338	432	541	666	806

Und daraus ergibt sich die untenstehende Tabelle.

Tritt die überkragende Last 1 auf (Abbildung 13), so wird

$$\int M_o \cdot M_a dx = 2 \left[\frac{b}{2} \cdot \frac{l}{\cos \alpha} \cdot \frac{1}{2} \left(h + \frac{2}{3} d \right) \right] + b \cdot \frac{l}{\cos \alpha} \cdot \frac{1}{2} \left(h + \frac{d}{3} \right) = \frac{b \cdot l(2h + d)}{2 \cdot \cos \alpha} \quad \text{und da } \int M_a^2 dx \text{ das gleiche bleibt wie früher, so wird}$$

$$H = \frac{3b \cdot l(2h + d)}{4[h^3 \cdot \cos \alpha + l(3h^2 + 3dh + d^2)]} \quad \text{und } u = \frac{b \cdot (2l + b)}{2l \cdot H} = \frac{2(2l + b)}{3l(2h + d)} \cdot \frac{[h^3 \cdot \sqrt{l^2 + d^2} + (l^2 + d^2)(3h^2 + 3dh + d^2)]}{l^2 + d^2}$$

$$u = \frac{2(2l + b)}{3l(2h + d)} \cdot K \quad \text{und mit } b = a \cdot l$$

$$u = \frac{2(2 + a)}{3 \cdot (2h + d)} \cdot K, \quad \text{eine geneigte Gerade,}$$

a	$d \frac{3 - a^2}{2 - a}$	$18 + d \frac{3 - a^2}{2 - a}$	u	$d \frac{3 - a^2}{2 - a}$	$18 + d \frac{3 - a^2}{2 - a}$	u	$d \frac{3 - a^2}{2 - a}$	$18 + d \frac{3 - a^2}{2 - a}$	u
0	1,5	19,5	15,2	3,0	21	16,1	6,0	24,0	18,0
0,5	1,835	19,84	14,95	3,67	21,67	15,6	7,34	25,34	17,0
1,0	2,0	20,0	14,85	4,0	22	15,4	8	26	16,6
<hr/>									
$d = 1,0; 2K = 297$				$d = 2; 2K = 338$			$d = 4; 2K = 432$		
0	9	27	20	12,0	30	22,2	15	33	24,4
0,5	11,0	29	18,7	14,7	32,7	20,4	18,35	36,35	22,2
1,0	12	30	18,0	16	34	19,6	20	38	21,2
<hr/>									
$d = 6,0; 2K = 541$				$d = 8,0; 2K = 666$			$d = 10; 2K = 806$		

für die bei $a = 0$, $u = \frac{4K}{3(2h+d)}$ wird, also die gleiche Ordinate, wie in $u = \frac{2K}{3h+d} \frac{3-a^2}{2-a}$ für $a = 0$.

Wird $a = 1$ gesetzt, so folgt $u = \frac{6 \cdot K}{3(2h+d)} = \frac{2K}{2h+d}$

und für das obige Beispiel ist für $b = l$, $u = \frac{2K}{12+d}$:

$d =$	1	2	4	6	8	10
$2K =$	297	338	432	541	666	806
$12 + d =$	13	14	16	18	20	22
folglich $u =$	22,8	24,2	27	30	33,3	36,6

In Abbildung 14 sind nun die Kämpferdruck-Schnittlinien für den betrachteten Fall ($l = 20$, $h = 6,0$ m) und verschiedene Werte von d aufgetragen. Für $d = 0$ wird eine Gerade erhalten, die parallel ist der Verbindung der Fußpunkte und deren Abstand ebenso aus der Formel für Abbildung 3 $u = \frac{2h}{3l} (2h + 3l)$ gefunden wird, wenn für l die ganze Stützweite eingeführt wird. Für die Kämpferdruck-Schnittlinie über den Kragenden ist die Konstruktion wiederum sehr einfach, da für $a = 0$

$$u = \frac{4K}{3(2h+d)} \text{ und für } a = 2$$

$$u_2 = \frac{8K}{3(2h+d)} = 2u_0 \text{ wird, d. h., die Ver-}$$

Abbildung 9.
Konstruktion einer H-Linie.

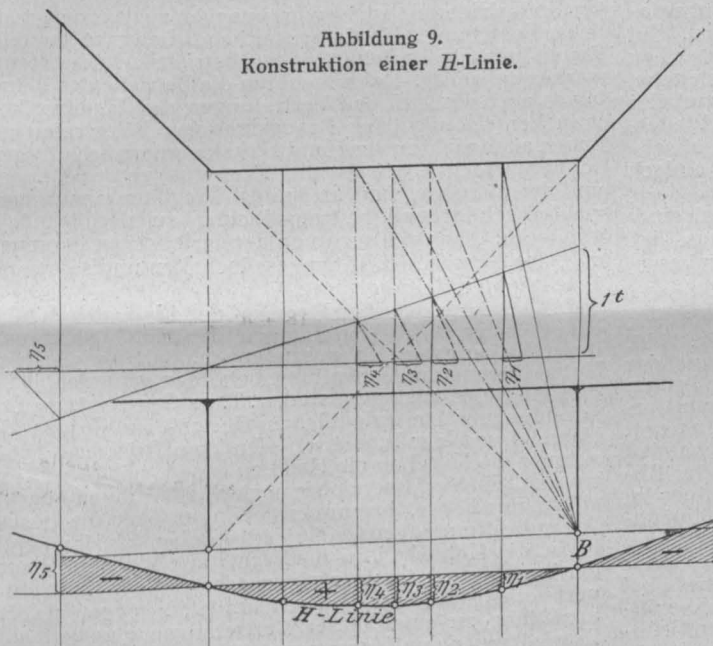
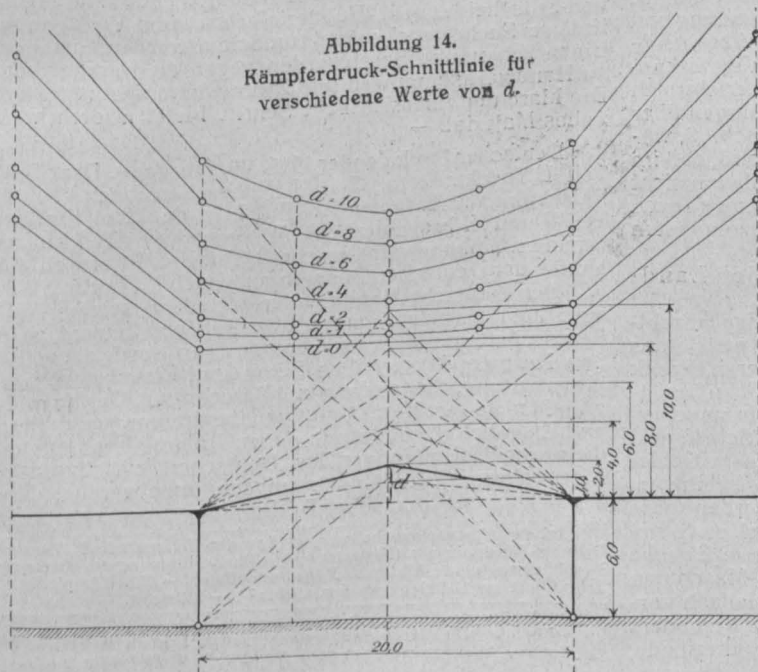


Abbildung 14.
Kämpferdruck-Schnittlinie für
verschiedene Werte von d .



längerungen gehen durch den gegenüberliegenden Fußpunkt. Ersichtlich ist ferner, daß die Neigung der Kämpferdruck-Schnittlinie unabhängig ist von der des Kragarmes. Es ist, wie gezeigt, sehr einfach, für andere Fälle des 2-Gelenkrahmens derartige Kämpferdruck-Schnittlinien herzustellen, denn sobald H in allgemeiner Form gefunden ist, kann leicht die Beziehung für u hergestellt werden.

Diese Kämpferdruck-Schnittlinien sind aber sehr bequem für Einzellasten und z. B. bei Bahnsteighallen und ähnlichen Dachkonstruktionen mit Vorteil zu verwenden, wenn die Belastung des Rahmens durch Pfetten erfolgt.

Abbildung 10.

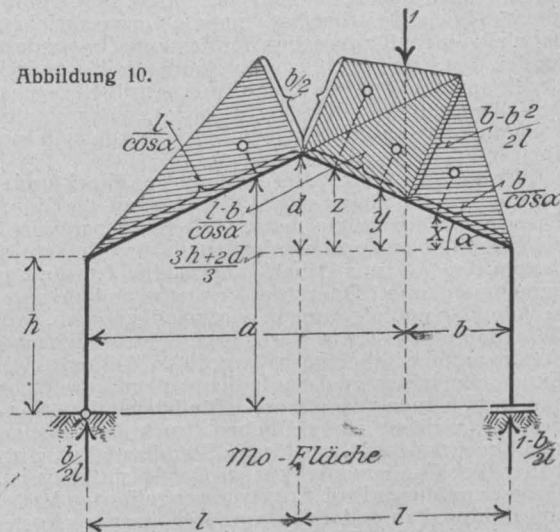


Abbildung 11.

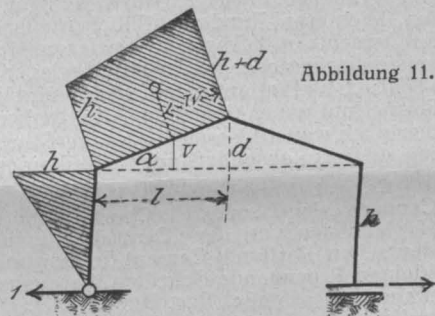


Abbildung 12.

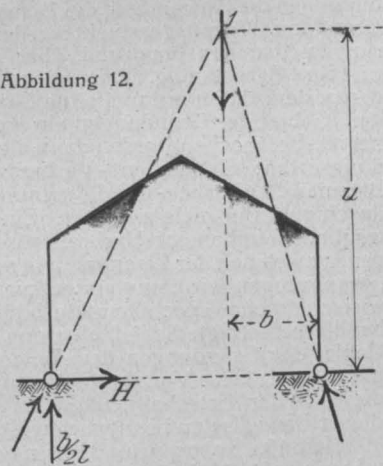
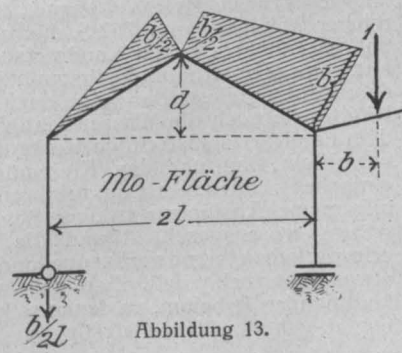


Abbildung 13.



Literatur.

Beitrag zur Berechnung von Mastfundamenten. Von Dr.-Ing. H. Fröhlich. 60 S. 8° mit 61 Textabbildungen. Berlin 1915. Verlag Wilh. Ernst & Sohn. Pr. geh. 2,60 M.

Die kleine Arbeit stellt die wissenschaftliche Auswertung von Versuchen an Block- und Platten-Fundamenten für Maste an Hochspannungsleitungen dar, die unter Mitwirkung der Reichspostverwaltung i. J. 1913 von einer Reihe von Elektrizitäts-Firmen ausgeführt worden sind. Für Maste an Kreuzungsstellen solcher Leitungen mit anderen Verkehrsanlagen, die unt. Umst. bedeutende Kräfte aufzunehmen haben, ist eine besondere Berechnung für die Standsicherheit der Fundamente vorgeschrieben, die dann allgemein für derartige Fundamente Anwendung gefunden hat. Bei der verhältnismäßigen Kostspieligkeit der Fundamente ist die Frage einer richtigen Bemessung derselben von Wichtigkeit. Sie bietet, da derartige Fundamente fast ausschließlich in Beton hergestellt werden, auch Interesse für den Betonbauer.

Bisher wird für die Berechnung von Blockfundamenten eine Formel angewendet, die sich auf die Mohr'sche Theorie für die größte auftretende Randspannung eines auf Biegung beanspruchten prismatischen Balkens stützt, dessen Baustoff nur Druck- aber keine Zugspannungen aufnehmen kann. Durch die Versuche und die daran geknüpften Schlußfolgerungen wird nachgewiesen, daß diese Berechnungsweise, nach welcher die Standsicherheit der Fundamente lediglich nach der größten Pressung zwischen Fundamentsohle und darunter liegendem Erdreich bemessen wird, keinen zuverlässigen Maßstab liefert, vor allem deshalb, weil sie den seitlichen Druck der Einspannung nicht berücksichtigt, der für die Standfestigkeit eingegrabener Blockfundamente von großer Wichtigkeit ist. Auf Grund von durch Prof. Engels durchgeführten Versuchen mit Bohlwerken und einer von Mohr daraus abgeleiteten Theorie entwickelt Verfasser neue Formeln, die zu tiefer eingegrabenen, aber nach unten weniger stark verbreiterten, leichteren Fundamentblöcken führen. Prismatische Fundamente mit Absätzen erwiesen sich dabei einfach prismatischen oder konischen überlegen.

Auch für Plattenfundamente kommt Verfasser zu einer Formel auf neuer Grundlage, führt aber selbst aus, daß hier noch weitere Versuche durchgeführt werden müssen, um zu einem abschließenden Urteil zu gelangen. —

Cement-Verarbeitung. Heft 9. Der Grundbau. Cementverlag G. m. b. H., Charlottenburg 1914. Pr. 35 Pf.

Von den von der „Centralstelle zur Förderung der deutschen Portland-Cement-Industrie“ veröffentlichten kleinen Propaganda-Schriften, herausgegeben vom Vorstand dieser Stelle, Reg. Bmstr. a. D. Dr.-Ing. Riepert, auf die wir schon mehrfach hingewiesen haben, behandelt Heft 9 auf 53 S., 8°, durchsetzt von einer Reihe guter Abbildungen die Anwendung des Betons und Eisenbetons im Grundbau. Vorausgeschickt werden allgemeine Ausführungen über den Baugrund, über Zweck der Gründung und ihre Berechnung, über Auswahl der Baustoffe, unter denen dem Beton mit und ohne Eiseneinlagen gerade auf dem Gebiet der Gründungen ein weites Arbeitsfeld eröffnet ist. Besprochen werden dann die verschiedenen Gründungsarten: Fundament-Verbreiterung, Platte, Pfahl-, Brunnen-, Luftdruck- und Schwimmkasten-Gründung und durch gute Beispiele erläutert. Ein Abschnitt über nachträgliche Fundament-Verbreiterungen und -Verstärkungen, zu welchen der Eisenbeton in neuerer Zeit erfolgreich herangezogen wird, und einige kurze Bemerkungen über wirtschaftliche Gesichtspunkte bilden den Beschluß, wobei die berechtigte Schlußfolgerung gezogen wird, daß im Gebiet der Gründungen dem Beton und Eisenbeton nicht nur konstruktive Vorzüge eigen sind, sondern daß auch die Frage der Wirtschaftlichkeit im Allgemeinen zugunsten dieser Bauweise zu beantworten ist. —

Heft 10. Beton und Eisenbeton in der Landwirtschaft. 1915. Pr. 45 Pf.

Das neueste Heft 10 behandelt unter Beigabe zahlreicher Abbildungen auf 62 S. die Anwendung des Betons und Eisenbetons in der Landwirtschaft. Feuersicherheit und geringe Unterhaltungskosten bilden hier einen besonderen Vorzug dieser Bauweise, dazu kommt für mancherlei Zwecke noch die Wasserdichtigkeit. Die Schrift will dem Landwirt selbst einige Kenntnis auf diesem Gebiet vermitteln, ihn und den Kleinunternehmer befähigen, einfache Arbeiten selbst auszuführen. Daher werden kurze allgemeine Ausführungen über Beton-Material und -Bereitung vorausgeschickt und die für gewisse Zwecke erforderlichen Handwerkzeuge und kleinen Maschinen etwas näher behandelt. Zu den einfacheren, vielfach vorkommenden Arbeiten, zu denen sich der Beton besonders eignet, gehören Wege-Befestigungen, kleine Schutzwände,

Treppen im Freien, Brunnen, Tröge und Gruben aller Art, Gartenbänke und Tische, Ausfüllung hohler Bäume usw. Dann werden die eigentlichen Bauarbeiten, die Herstellung von Gewächshäusern und Schuppen, von Scheunen und Ställen, größeren Sammelbehältern unter Zuhilfenahme des Betons und Eisenbetons besprochen. Mitteilungen über Herstellung und Verwendung von Beton-Mauersteinen und Eisenbeton-Einfriedigungen bilden den Beschluß. —

Industrie und Handwerk mit besonderer Berücksichtigung der Betonindustrie. Von Dr. Paul Wildner, Syndikus des Deutschen Beton-Vereins E. V. Wirtschaftl. Aussch. Dresden. —

Die kleine i. A. des „Deutschen Beton-Vereins“ herausgegebene Schrift behandelt eine Reihe von Fragen, die für die Betriebe des Beton- und Eisenbetonbaues neuerdings besondere Wichtigkeit gewonnen haben, nämlich: vor allem die Frage ihrer Zugehörigkeit zu den Vertretungen des Handwerkes oder des Nichthandwerkes, d. h. zu den Vertretungen des Handels und der Industrie, also im einen Falle zu den Zwangsinnungen, Handwerks- bzw. Gewerbekammern, im anderen zu den Handelskammern. Im Zusammenhang damit wird auch die Frage der Ausbildung von Arbeitskräften im Beton- und Eisenbeton-Gewerbe und zwar sowohl mit Rücksicht auf die Heranziehung zu den Ausbildungskosten wie mit Rücksicht auf Lehrlingshaltung und Abhaltung von Gesellenprüfungen gestreift. Im Gegensatz zu den Ausführungen einer Denkschrift des „Deutschen Handwerks- und Gewerbekammertages“ vom 5. Oktober 1912 kommt der Verfasser zu der Anschauung, daß der Betonbau (als selbständiger Betrieb) nicht unter den Begriff des Bauhandwerkes fällt, sondern ein „Industriezweig“ ist, hervorgegangen aus wissenschaftlicher Forschung, der ein neuzeitliches Gewerbe darstellt, darum keinerlei Beziehungen zur Betriebsform des Handwerkes aufweist. Daher gehören die Betriebe des Betonbaues auch nicht zu den Vertretungen des Handwerkes, brauchen also nicht den Zwangsinnungen beizutreten und haben auch nicht zu den Gewerbekammern beizutragen, sondern sie gehören zu den Vertretungen des Handels und der Industrie, sind im Handels-Register einzutragen, wahlberechtigt und beitragspflichtig zu den Handelskammern. Das gilt auch von den juristischen Personen, d. h. den Firmen, die Aktiengesellschaften und solche mit beschränkter Haftung sind.

Die Grenze zwischen Handwerk und Industrie ist aber eine flüssige, die Bestrebungen der Handelskammern ihren Wirkungsbereich auszudehnen, haben vielfach die Unterstützung der Verwaltungsbehörden gefunden, die in diesen Fragen zuständig sind, z. T. im Gegensatz zu Entscheidungen der ordentlichen Gerichte in Fragen des Handels und der Industrie. Um dem Betonbau-Unternehmer die Mittel an die Hand zu geben, seine Rechte zu wahren, gibt Verfasser daher noch Ausführungen über die allgemeine Frage, Zusammenstellungen über die gesetzlichen Bestimmungen für die Vertretungen des Handwerkes bzw. des Handels, über die Rechte und Pflichten, die mit der Zugehörigkeit zu der einen oder anderen Vertretung verbunden sind, über die Rechtsmittel, die gegen die Heranziehung zu einer dieser Vertretungen gegeben sind. Es wird ferner eine Zusammenstellung wichtiger Bescheide und Entscheidungen, Ministerialerlasse und Verfügungen in dieser Sache gegeben und zum Schluß werden Muster von Einsprüchen und Beschwerden gegen die Heranziehung zu Gewerbekammern und Zwangsinnungen mitgeteilt. Die klare und übersichtliche Schrift bietet also ein wertvolles Material. —

Deutscher Baukalender 1916. 49. Jahrgang. Drei Teile: Teil I Taschenbuch, Teil II Nachschlagebuch, Teil III Skizzenbuch. Ausgabe A: Teil I in dunklem Einband, Teil II und III broschiert 3,50 M. Ausgabe B: Teil I in rotbraunem Einband mit Verschuß, Teil II u. III brosch. 4 M. Verlag der Deutschen Bauzeitung, G. m. b. H., Berlin SW. 11.

Der Deutsche Baukalender enthält in seinem Teil II auch ausführliche Angaben über Portland-Zement, seine Eigenschaften und Verwendungsweisen, sowie die geltenden Normen, ferner über Beton und Eisenbeton, seine Verarbeitung, Anwendung und Berechnung. Der Kalender enthält nicht nur die z. Zt. gültigen Bestimmungen für Beton und Eisenbeton, sondern in einem Anhang konnten auch die neuen Bestimmungen des „Deutschen Ausschusses für Eisenbeton v. J. 1915“ noch aufgenommen werden, deren Einführung als „deutsche“ Bestimmungen zu erwarten ist.

Inhalt: Eisenbetonarbeiten vom Bau der Hafenmühle T. Bienert in Dresden-Friedrichstadt. (Fortsetzung.) — Die Bestimmung des Mischungsverhältnisses von erhärtetem Mörtel und Beton. — Die Kämplerdruck-Schnittlinie im 2-Gelenkrahmen. (Schluß.) — Literatur. —

Verlag der Deutschen Bauzeitung, G. m. b. H., in Berlin.
Für die Redaktion verantwortlich: Fritz Eiselen in Berlin.
Buchdruckerei Gustav Schenck Nachflg. P. M. Weber in Berlin.

DEUTSCHE BAUZEITUNG

MITTEILUNGEN ÜBER ZEMENT, BETON- UND EISENBETONBAU

UNTER MITWIRKUNG DES VEREINS DEUTSCHER PORTLAND-
CEMENT-FABRIKANTEN UND DES DEUTSCHEN BETON-VEREINS

XIII. Jahrgang 1916.

№ 3.

Versuche mit allseitig aufliegenden, quadratischen und rechteckigen Eisenbetonplatten.

(Deutscher Ausschuß für Eisenbeton Heft 30.)*
Von Prof. Dr.-Ing. E. Mörsch, Neustadt a. d. Haardt.

Der Bericht über die im Auftrag des „Deutschen Ausschusses für Eisenbeton“ in der Materialprüf.-Anstalt der kgl. Techn. Hochschule Stuttgart ausgeführten Plattenversuche ist in dem im Herbst v. J. erschienenen Heft 30 durch Hrn. Staatsrat v. Bach und Ing. Graf erstattet worden. Der schon 1910 aufgestellte Versuchsplan sah eine gleichmäßige und eine konzentrierte Belastung der frei aufliegenden quadratischen Platten, zwei verschiedene Dicken der letzteren und verschiedene Anordnungen der Eiseneinlagen vor. Außer den 42 quadratischen Platten der Hauptversuche von 2 m Auflagerlänge waren auch noch je 3 rechteckige von 2 auf 3 m und 2 auf 4 m, sowie 3 kontinuierliche, über 2 quadratische Felder durchlaufende Platten vorgesehen.

Der umfangreiche Bericht enthält alle Messungen über das erste Auftreten und das Fortschreiten der Risse mit steigender Last, die Höchstlasten, die gesamten, bleibenden und federnden Einsenkungen an einer größeren Anzahl von gleichmäßig über die Plattenoberfläche verteilten Punkten. Ferner wurden ermittelt die gesamten, bleibenden und federnden Winkeländerungen der Plattenränder in den Mitten der vier Auflagerseiten. Da mit diesen sehr eingehenden Untersuchungen an den Platten selbst noch solche über die Festigkeit und Elastizität bei Zug und Druck des verwendeten Betonmaterials verbunden waren, so ist mit dem in Heft 30 niedergelegten Bericht für die theoretische Behandlung des Plattenproblems ein ganz vorzügliches Material an die Hand gegeben, das geeignet ist, diese Theorie im Allgemeinen und besonders auch für die Anwendung im Eisenbetonbau zu fördern und zu einem gewissen Abschluß zu bringen.

Außer diesen Unterlagen für genaue theoretische Untersuchungen sollten die Versuche auch dem Deutschen Ausschuß für die neu zu erlassenden Bestimmungen leicht erkennbare Anhaltspunkte über die in den Platten auftretenden Biegemomente bieten. Um daher die Tragfähigkeit der ringsum aufliegenden Platten mit derjenigen gleich bewehrter einfacher Balken in Beziehung bringen zu können, sind gleich die Versuche mit solchen Balken vorgesehen worden. Die mit diesen (35 Balken) gefundenen Rißbildungs- und Höchstmomente bilden einen unmittelbaren Maßstab für die in den Platten beim Auftreten der ersten Risse und unter der Höchstlast vorhandenen Biegemomente und gestatten in einfachster Weise, ohne in umständliche theoretische Entwicklungen einzutreten, diese statisch unbestimmten Momente zu ermitteln und in Funktion von pl^2 auszudrücken.

Im Nachstehenden sollen die Versuchs-Ergebnisse in diesem Sinne ausgewertet werden.

A. Quadratische Platten.

1. Quadratische Platten N. 825, 826, 827 nach Abbildung 1 des Berichtes.

120 mm hoch; 2100 mm Seitenlänge; Bewehrung durch 42 Stäbe von 7 mm Durchm. in 100 mm Abstand parallel zu den Seitenflächen; annähernd gleichmäßig verteilte Last an 16 Stellen. Vergl. Abbildung 1 und 2.

Die nachfolgenden Zahlen über die beobachteten Lasten sind jeweils das Mittel aus den 3 Platten oder Balken einer Reihe.

a. Rißbildungslast im Mittel $P = 13\,500\text{ kg}$
hierzu Eigenlast der Platte $G = 1\,282\text{ „}$
Gesamtlast $Q = 14\,782\text{ kg,}$
oder Belastung auf 1 qm $q = 14\,782 : 4 = 3695\text{ kg/qm,}$

Als Vergleichsbalken kommt der nach Abbildung 3 (Abbildung 20 des Berichtes) in Betracht mit der Rißbildungslast $P = 762\text{ kg}$ als Summe der beiden symmetrischen Lasten.

Da sein Eigengewicht $G = 302\text{ kg}$ ist, so beträgt das Biegemoment an der Stelle des ersten Risses

$$M = 302 \cdot \frac{2}{8} + \frac{762}{2} \cdot 0,7 = 341,7\text{ mkg.}$$

Da sich dieses Rißbildungsmoment auf den 50 cm breiten Probekörper bezieht, so muß an der Stelle des ersten Risses in der ringsum aufliegenden Platte auf 1 m Breite gerechnet das Moment $M = 2 \cdot 341,7\text{ mkg}$ vorhanden gewesen sein. Bezeichnet man gleichzeitig dieses Moment mit $\frac{ql^2}{x}$, so muß also sein $\frac{ql^2}{x} = 2 \cdot 341,7$

woraus mit $q = 3695$ und $l = 2,0$

$$\text{folgt: } x = \frac{3695 \cdot 4}{2 \cdot 341,7} = 22$$

Das den ersten Riß verursachende Moment in der Platte war demnach $M = \frac{ql^2}{22} = \frac{3695 \cdot 2^2}{22}$

b. Höchstlast im Mittel $P = 40\,333\text{ kg}$
Eigenlast $G = 1\,282\text{ „}$
Gesamtlast $Q = 41\,615\text{ kg.}$
 $q = 41\,615 : 4 = 10\,404\text{ kg/qm}$

Als Vergleichsbalken dient in der einen Richtung der Balken nach Abbildung 4 (Abbildung 19 des Berichtes), in der anderen derjenige nach Abbildung 3 (Abbildung 20 des Berichtes) und zwar ergibt sich das Biegemoment für die Höchstlast

*) Verlag Wilhelm Ernst & Sohn in Berlin.

bei den Balken nach Abbildung 3 (19)

$$M = \frac{302 \cdot 2}{8} + \frac{2662}{2} \cdot 0,7 = 1006,7 \text{ mkg}$$

bei den Balken nach Abbildung 4 (20)

$$M = \frac{302 \cdot 2}{8} + \frac{2437}{2} \cdot 0,7 = 928 \text{ mkg}$$

wieder auf 50 cm Breite.

Die Gleichsetzung dieser Momente mit dem in der

Diese Platten unterscheiden sich von der vorhergehenden nur durch die geringere Dicke.

a. Reißbildungslast im Mittel. $P = 7500 \text{ kg}$

Eigenlast $G = 860 \text{ „}$

Gesamtlast $Q = 8360 \text{ kg}$

oder Belastung $q = 8360 : 4 = 2090 \text{ kg/qm}$.

Der Vergleichsbalken nach Abbildung 5 (Abbildung 23 des Berichtes) hat ein Reißbildungsmoment von

$$M = 202 \cdot \frac{2}{8} + \frac{281}{2} \cdot 0,7 = 148,8 \text{ mkg auf 50 cm Breite.}$$

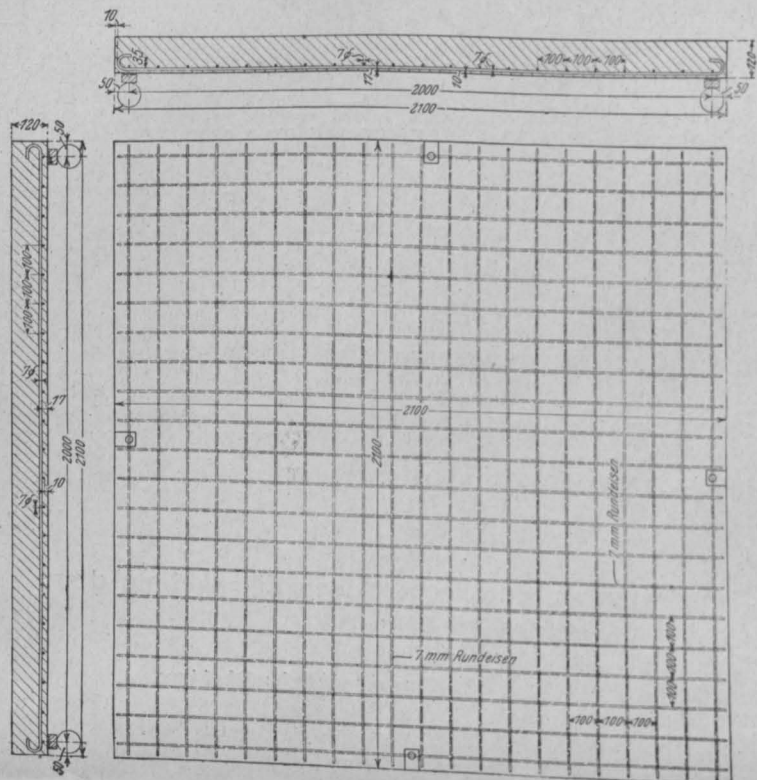


Abbildung 4 (unten). Vergleichsbalken nach Abbildung 19 des Berichtes.

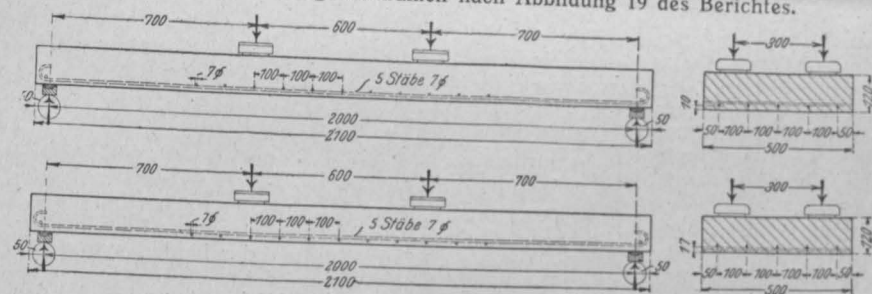


Abbildung 3. Vergleichsbalken nach Abbildung 20 des Berichtes.
Abbildung 6 (unten). Vergleichsbalken nach Abbildung 22 des Berichtes.

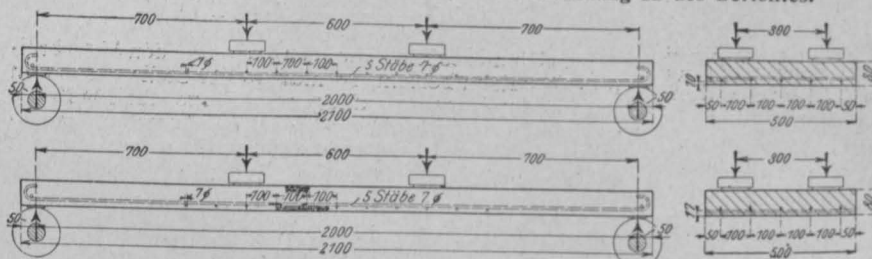


Abbildung 5. Vergleichsbalken nach Abbildung 23 des Berichtes.

Plattenmitte vorhandenen und für 1 m Breite gerechneten

Moment von $\frac{ql^2}{x} = 10404 \cdot \frac{2^2}{x}$ gibt

$$10404 \cdot \frac{2^2}{x} = 2 \cdot 1006,7 \text{ woraus } x = 20,7$$

$$10404 \cdot \frac{2^2}{x} = 2 \cdot 928 \text{ „ } x = 22,5$$

Mittel 21,6

$$6594 \cdot \frac{2^2}{x} = 2 \cdot 597,2 \quad x = 22$$

$$6594 \cdot \frac{2^2}{x} = 2 \cdot 536,0 \quad x = 24,5$$

im Mittel 23,2

2. Quadratische Platten N. 819, 822, 824 nach Abbildung 4 des Berichtes.

80 mm hoch; 2100 mm Seitenlänge; Bewehrung durch 42 Stäbe von 7 mm Durchm. in 100 mm Abstand parallel zu den Seitenflächen; annähernd gleichmäßig verteilte Last an 16 Stellen.

3. Quadratische Platten N. 831, 837, 840 nach Abbildung 5 des Berichtes.

120 mm hoch; 2100 mm Seitenlänge; Bewehrung durch 44 Stäbe von 7 mm Durchm. parallel zu den Seitenflächen, die unteren 21 Stäbe in 100 mm Abstand, die oberen 23 Stäbe in 93 mm Abstand; annähernd gleichmäßig verteilte Last an 16 Stellen.

Abbildung 1 (links). Platten No. 825, 826, 827.
(Abb. 1 Heft 30 D. A. f. E.)

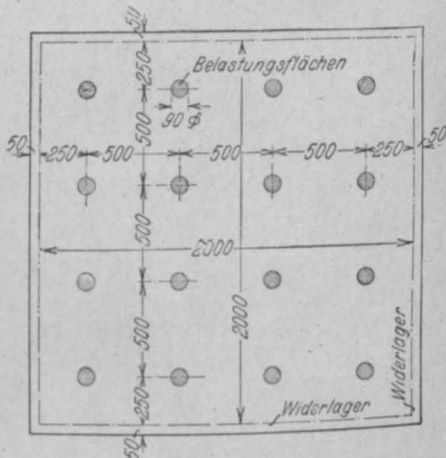


Abbildung 2.
Anordnung der annähernd gleichmäßigen Belastung
(Abbildung 3 Heft 30 D. A. f. E.)

(Sämtliche Abbildungen sind dem im Verlag von Wilh. Ernst & Sohn in Berlin erschienenen Bericht entnommen.)

Wir erhalten wieder x aus der Formel

$$\frac{ql^2}{x} = 2090 \cdot \frac{2^2}{x} = 2 \cdot 148,8$$

woraus $x = 28$ folgt.

b. Höchstlast

im Mittel $P = 25517 \text{ kg}$

Eigenlast $G = 860 \text{ „}$

Gesamtlast $Q = 26377 \text{ kg}$

oder Belastung für das $q = 26377 : 4 = 6594 \text{ kg/qm}$.

In der einen Richtung dient als Vergleichsbalken derjenige nach Abbildung 6 (Abbildung 22 des Berichtes) in der anderen nach Abbildung 5 (Abbildung 23 des Berichtes). Für 50 cm Breite haben bei der Höchstlast diese Vergleichsbalken folgende Momente nach Abbildung 6 (22)

$$M = 202 \cdot \frac{2}{8} + \frac{1562}{2} \cdot 0,7 = 597,2 \text{ mkg}$$

nach Abbildung 5 (23)

$$M = 202 \cdot \frac{2}{8} + \frac{1387}{2} \cdot 0,7 = 536,0 \text{ mkg}$$

sodass man für x folgende Werte erhält

$$6594 \cdot \frac{2^2}{x} = 2 \cdot 597,2 \quad x = 22$$

$$6594 \cdot \frac{2^2}{x} = 2 \cdot 536,0 \quad x = 24,5$$

im Mittel 23,2

Von den Platten unter 1) unterscheiden sich diese dadurch, daß die oberen Stäbe um so viel enger gelegt sind als die unteren, damit in beiden Richtungen die gleiche rechnermäßige Widerstandsfähigkeit gegen Biegung vorhanden ist. Für die Rißbildung ist kein Vergleichsbalken vorhanden. Es könnte zwar ohne großen Fehler derjenige nach Abb. 3 (Abb. 20 des Berichtes) benutzt werden, da indessen das Verhalten der Platten unter der Höchstlast für die Anwendung wichtiger ist, wollen wir die Rißbildungslasten nur bei den Platten berücksichtigen, für die ein genau entsprechender Vergleichsbalken vorhanden ist.

Höchstlast im Mittel . . . $P = 42167 \text{ kg}$
Eigenlast . . . $G = 1271 \text{ „}$

Gesamtlast . . . $Q = 43438 \text{ kg}$
oder Belastung $q = 43438 : 4 = 10859 \text{ kg/qm.}$

In Betracht kommt hier der Vergleichsbalken nach Abbildung 4 (Abbildung 19 des Berichtes) mit dem Höchstmoment für 50 cm

Breite $M = 302 \cdot \frac{2}{8} + \frac{2662}{2} \cdot 0,7 = 1006,7 \text{ mkg,}$

es ist also

$10859 \cdot \frac{2^2}{x} = 2 \cdot 1006,7$, woraus $x = 21,5$ folgt.

4. Quadratische Platten No. 828, 830, 841 nach Abbildung 6 des Berichtes.

80 mm hoch; 2100 mm Seitenlänge; Bewehrung durch 45 Stäbe von 7 mm Durchm. parallel zu den Seitenflächen, die unteren 21 Stäbe in 100 mm Abstand, die oberen 24 Stäbe in 88 mm Abstand; annähernd gleichmäßig verteilte Belastung an 16 Stellen.

Für die Rißbildung ist kein genau zutreffender Vergleichsbalken vorhanden.

Höchstlast im Mittel . . . $P = 26167 \text{ kg}$
Eigenlast . . . $G = 857 \text{ „}$

Gesamtlast . . . $Q = 27024 \text{ kg}$
oder Belastung $q = 27024 : 4 = 6756 \text{ kg/qm.}$

Der zum Vergleich dienende Probekörper nach Abbildung 6 (Abbildung 22 des Berichtes) hat (siehe oben) ein Höchstmoment von $M = 597,2 \text{ mkg,}$ sodaß, da dieses Moment sich auf 50 cm Breite bezieht, zu setzen ist:

$6756 \cdot \frac{2^2}{x} = 2 \cdot 597,2$,

woraus $x = 22,8$ sich ergibt.

5. Quadratische Platten No. 846, 847 nach Abbildung 7 des Berichtes.

120 mm hoch; 2100 mm Seitenlänge; Bewehrung durch 37 Stäbe von 7 mm Durchm. parallel zu den Seitenflächen, die unteren 18 Stäbe in 100–143 mm Abstand, die oberen 19 Stäbe in 93–140 mm Abstand. Die Eisen sind nach den Rändern hin mit zunehmendem Abstand verlegt. Annähernd gleichmäßig verteilte Belastung an 16 Stellen.

(Vergl. Abbildung 7.)

Für die Rißbildungslast ist kein genau zutreffender Vergleichsbalken vorhanden.

Höchstlast
im Mittel . . . $P = 37500 \text{ kg}$
Eigenlast . . . $G = 1264 \text{ „}$
Gesamtlast . . . $Q = 38764 \text{ kg}$

oder Belastung
 $q = 38764 : 4 = 9691 \text{ kg/qm.}$

Der hier in Betracht kommende Vergleichsbalken nach Abbildung 4 (Abbildung 19 des Berichtes) hat auf 50 cm Breite (siehe oben) ein Höchstmoment von $M = 1006,7 \text{ mkg.}$

Es ist also gleich zu setzen

$9691 \cdot \frac{2^2}{x} = 2 \cdot 1006,7$

woraus $x = 19,2$ folgt.

Die Abnahme der Bewehrung nach den Rändern hin hat also im Vergleich mit den Platten nach Abbildung 5 des Berichtes, wo die Eisen in gleichem Abstand eingelegt sind, eine Verminderung der Gesamtlast von 43438 auf 38764 kg oder im Verhältnis von 1 : 0,892 zur Folge. Auch die Rißbildungslast ist im Verhältnis 1 : 0,91 kleiner ausgefallen. Aus dieser Beobachtung erkennt man, wie die in der Nähe der Plattenecken vorhandene Bewehrung entlastend auf die Plattenmitte wirkt.

6. Quadratische Platten N. 842, 843 nach Abbildung 8 des Berichtes.

80 mm hoch; 2100 mm Seitenlänge; Bewehrung durch 37 Stäbe von 7 mm Durchm. parallel zu den Seitenflächen, die unteren 18 Stäbe in 100 bis 143 mm Abstand, die oberen 19 Stäbe in 88 bis 145 mm Abstand. Die Eisen sind nach den Rändern

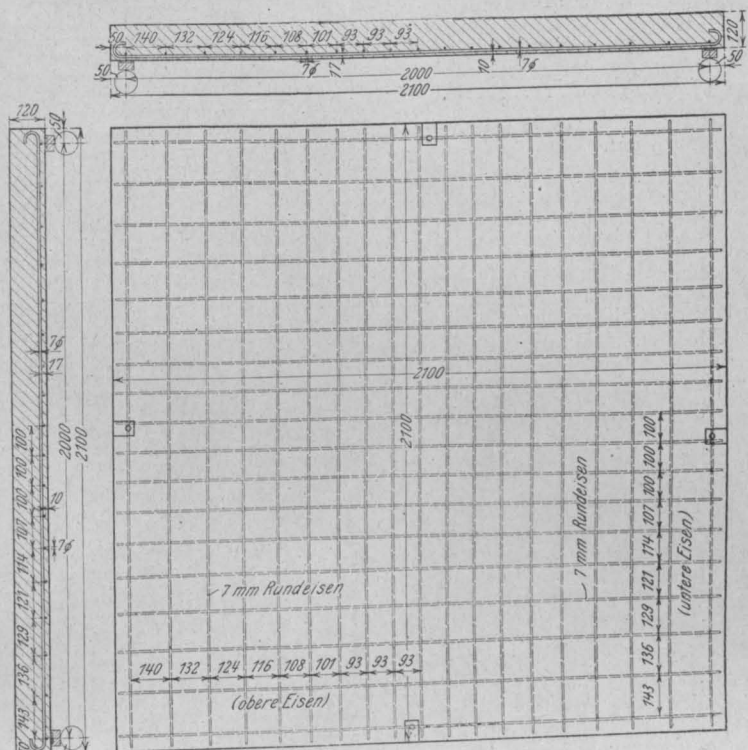


Abbildung 7. (Abb. 7 Heft 30 D. A. f. E.) Platten No. 846, 847.

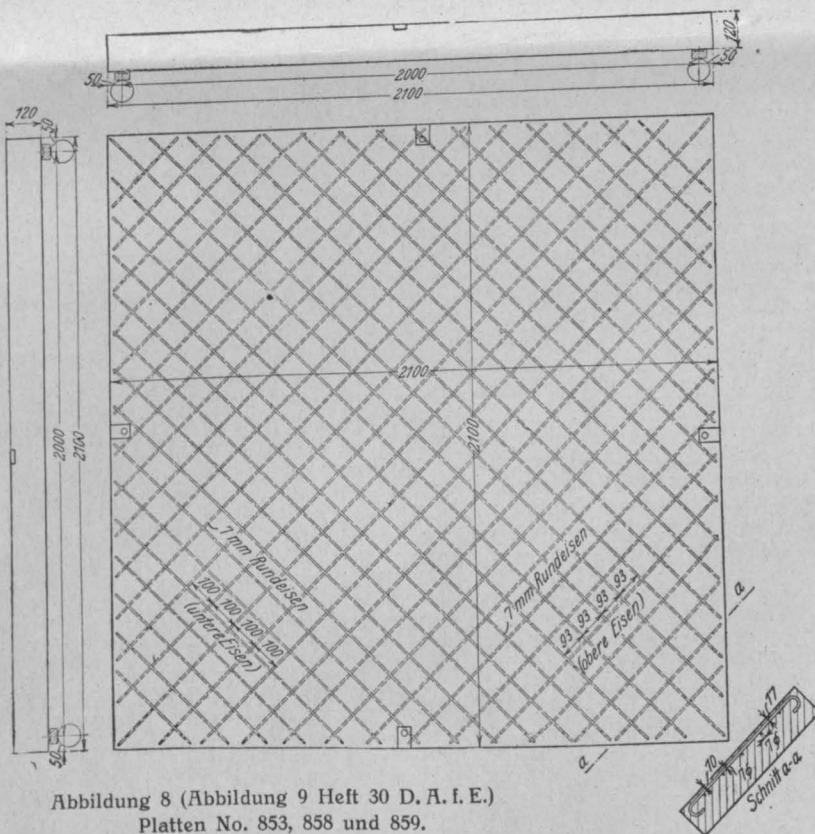


Abbildung 8 (Abbildung 9 Heft 30 D. A. f. E.) Platten No. 853, 858 und 859.

hin mit zunehmendem Abstand verlegt. Annähernd gleichmäßig verteilte Belastung an 16 Stellen.

Für die Rißbildungslast ist kein genau zutreffender Vergleichsbalken vorhanden.

Höchstlast im Mittel . . . $P = 24000 \text{ kg}$
Eigenlast . . . $G = 854 \text{ „}$
Gesamtlast . . . $Q = 24854 \text{ kg}$

oder Belastung $q = 24854 : 4 = 6214 \text{ kg/qm.}$

Der hier in Betracht kommende Vergleichsbalken Abbildung 6 (Abbildung 22 des Berichtes) hat ein Höchstmoment von $M = 597,2$ mkg für 50 cm Breite, sodaß aus der Gleichung

$$6214 \cdot \frac{2^2}{x} = 2 \cdot 597,2,$$

woraus $x = 20,8$ folgt.

Gegenüber den Platten nach Abbildung 6 des Berichtes mit gleichmäßig verteilten Eisen hat sich die Höchstlast im Verhältnis von 27 024 zu 24 854 oder von 1 : 0,92 vermindert.

7. Quadratische Platten N. 853, 858, 859 nach Abbildung 9 des Berichtes.

120 mm hoch; 2100 mm Seitenlänge; Bewehrung durch 56 Stäbe von 7 mm Durchm. parallel zu den Diagonalen; die unteren 27 Stäbe in 100 mm Abstand, die oberen 29 Stäbe in 93 mm Abstand. Annähernd gleichmäßig verteilte Belastung an 16 Stellen. Vergl. Abbildung 8.

Für die Rißbildungslast ist kein genau zutreffender Vergleichsbalken vorhanden.

Höchstlast

im Mittel . . . $P = 41\,333$ kg

Eigenlast . . . $G = 1284$ „

Gesamtlast . . . $Q = 42\,617$ kg

oder Belastung

$q = 42\,617 : 4 = 10\,654$ kg/qm,

Da der Vergleichsbalken nach Abbildung 19 des Berichtes auf 50 cm Breite ein Höchstmoment von 1006,7 mkg aufweist, so ist

$$10\,654 \cdot \frac{2^2}{x} = 2 \cdot 1006,7,$$

woraus $x = 21,2$ folgt.

Gegenüber den mit gleichen Eiseneinlagen, jedoch parallel zu den Seitenflächen versehenen Platten (nach Abbildung 5 des Berichtes) mit im Mittel 42 167 kg Höchstlast ergab also die Bewehrung in der Richtung der Diagonalen kaum einen wesentlichen Unterschied.

8. Quadratische Platten No. 848, 849 und 850 nach Abbildung 10 des Berichtes.

80 mm hoch; 2100 mm Seitenlänge; Bewehrung durch 58 Stäbe von 7 mm Durchm. parallel zu den Diagonalen; die unteren 27 Stäbe in 100 mm Abstand, die oberen 31 Stäbe in 88 mm Abstand. Annähernd gleichmäßig verteilte Belastung an 16 Stellen.

Höchstlast

im Mittel . . . $P = 26\,667$ kg

Eigenlast . . . $G = 866$ „

Gesamtlast . . . $Q = 27\,533$ kg

oder Belastung

$q = 27\,533 : 4 = 6\,883$ kg/qm.

Der 50 cm breite Vergleichsbalken nach Abbildung 6 (Abbildg. 22 d. B.) hat ein Höchstmoment von 597,2 mkg, sodaß gesetzt werden kann:

$$6883 \cdot \frac{2^2}{x} = 2 \cdot 597,2, \text{ woraus}$$

$x = 23,0$ folgt.

Auch bei den 80 mm dicken Platten zeigt sich kein nennenswerter Unterschied in der Höchstlast gegenüber den Platten, welche dieselbe Bewehrung parallel den Seitenflächen enthalten (nach Abbildung 6 des Berichtes).

9. Quadratische Platten No. 884, 892, 899 nach Abbildung 11 des Berichtes.

120 mm hoch; 2100 mm Seitenlänge; Bewehrung durch 44 Stäbe von 10 mm Durchm. parallel zu den Seitenflächen und zwar die unteren 21 Stäbe in 100 mm Abstand, die oberen 23 Stäbe in 89 mm Abstand. Annähernd gleichmäßig verteilte Belastung an 16 Stellen.

a. Rißbildungslast im Mittel . . . $P = 14\,000$ kg

Eigenlast . . . $G = 1274$ „

Gesamtlast . . . $Q = 15\,274$ kg

oder Belastung $q = 15\,274 : 4 = 3\,818$ kg/qm.

Abbildung 10. Vergleichsbalken nach Abbildung 24 des Berichtes.

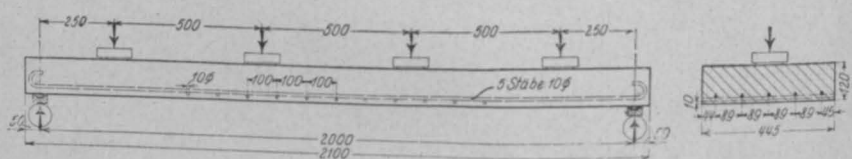
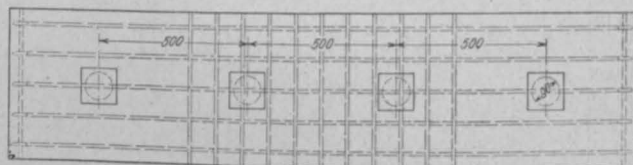
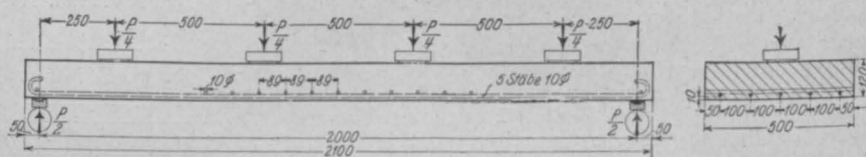


Abbildung 9. Vergleichsbalken nach Abbildung 25 des Berichtes.

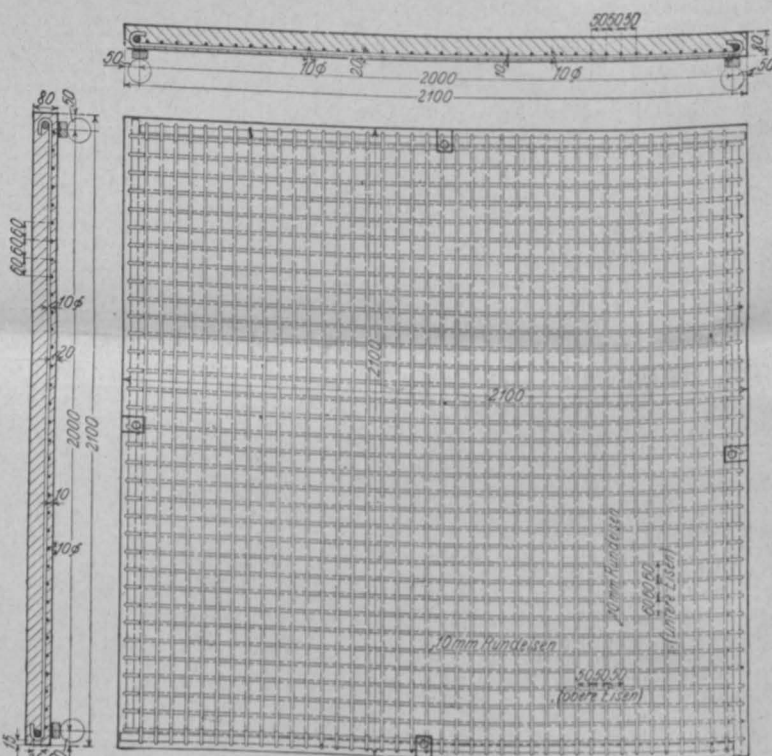


Abbildung 11 (Abb. 14 Heft 30 D. A. f. E.). Platten No. 924, 946, 951.

Abbildung 12. Vergleichsbalken nach Abbildung 26 des Berichtes.

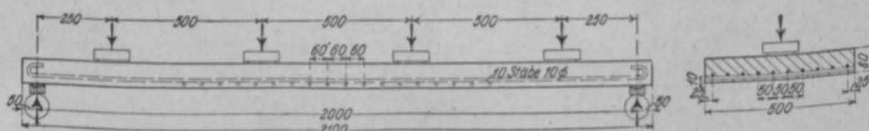
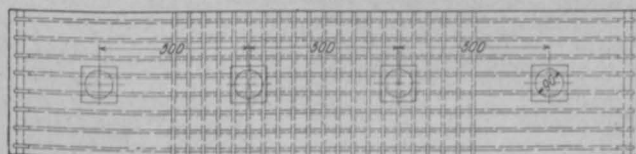
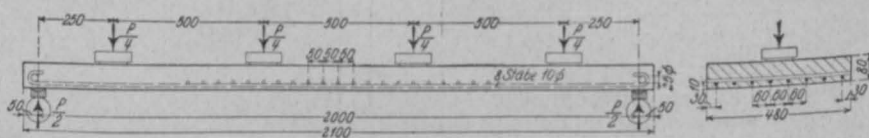


Abbildung 13. Vergleichsbalken nach Abbildung 27 des Berichtes.



ISENBETONARBEITEN VOM BAU DER HAFENMÜHLE T. BIENERT
IN DRESDEN-FRIEDRICHSTADT. * ARCH. LOSSOW & KÜHNE
(PROF. MAX HANS KÜHNE) IN DRESDEN. * ING. DER EISENBETON-
KONSTRUKTIONEN UND AUSFÜHRUNG: JOHANN ODORICO
(INH. ING. WORTMANN) IN DRESDEN. * * * * *

DEUTSCHE BAUZEITUNG
MITTEILUNGEN ÜBER ZEMENT, BETON- UND EISENBETONBAU.
* * * * * XIII. JAHRGANG 1916. * NO. 3. * * * * *

Der hierfür in Betracht kommende Vergleichsbalken nach Abbildung 9 (Abbildung 25 d. B.) hat auf 44,5 cm Breite ein Rißbildungsmoment von

$$M = 268 \cdot \frac{2}{8} + \frac{1067}{2} \cdot 0,50 = 334 \text{ mkg.}$$

Für 1 m Breite sind dies = 752 mkg, sodaß

$$3818 \cdot \frac{2^2}{x} = 752 \text{ woraus } x = 20,3 \text{ folgt.}$$

b. Höchstlast im Mittel	$P = 56667 \text{ kg}$
Eigenlast	$G = 1274 \text{ „}$
Gesamtlast	$Q = 57941 \text{ kg}$

oder Belastung $q = 57941 : 4 = 14485 \text{ kg/qm.}$

Die als Vergleich dienenden Versuchsbalken nach Abbildung 10 und 9 (Abbildung 24 und 25 d. B.) haben auf 1 m Breite umgerechnet die Höchstlasten 11266 und 11187 kg, im Mittel $P = 11226 \text{ kg}$ und ein Eigengewicht von 604 kg, somit das höchste Moment für 1 m Breite

$$M = 604 \cdot \frac{2}{8} + \frac{11226}{2} \cdot 0,5 = 2957 \text{ mkg.}$$

$$\text{Es ist alsdann } 14485 \cdot \frac{2^2}{x} = 2957, \text{ woraus } x = 19,6 \text{ folgt.}$$

10. Quadratische Platten N. 924, 946, 951 nach Abbildung 14 des Berichtes.

80 mm hoch; 2100 mm Seitenlänge; Bewehrung durch 74 Stahl-Stäbe von 10 mm Durchm. parallel zu den Seitenflächen, die unteren 34 Stäbe in 60 mm Abstand, die oberen 40 Stäbe in 50 mm Abstand. Annähernd gleichmäßige Belastung an 16 Stellen. Vergl. Abbildung 11.

a. Rißbildungslast im Mittel	$P = 6000 \text{ kg}$
Eigenlast	$G = 919 \text{ „}$
Gesamtlast	$Q = 6919 \text{ kg}$

oder Belastung $q = 6919 : 4 = 1730 \text{ kg/qm.}$

Der als Vergleich dienende Probekörper nach Abbildung 13 (Abbildung 27 d. B.) hat auf 50 cm Breite und beim Eigengewicht von 213 kg ein Rißbildungsmoment von

$$M = 213 \cdot \frac{2}{8} + \frac{467}{2} \cdot 0,50 = 170 \text{ mkg,}$$

$$\text{es ist also } 1730 \cdot \frac{2^2}{x} = 2 \cdot 170, \text{ woraus } x = 20,4 \text{ folgt.}$$

b. Höchstlast im Mittel	$P = 43000 \text{ kg}$
Eigenlast	$G = 919 \text{ „}$
Gesamtlast	$Q = 43919 \text{ kg}$

oder Belastung $q = 43919 : 4 = 10980 \text{ kg/qm.}$

Die beiden in Betracht kommenden Vergleichsbalken nach Abbildung 12 und 13 (Abb. 26 und 27 d. B.) haben auf 1 m Breite umgerechnet die Höchstlasten 8681 und 6866, im Mittel 7774 kg, und ein entsprechendes Höchstmoment von

$$M = 426 \cdot \frac{2}{8} + \frac{7774}{2} \cdot 0,50 = 2050 \text{ mkg sodaß}$$

$$10980 \cdot \frac{2^2}{x} = 2050 \text{ und } x = 21,4$$

Zusammenstellung der Werte x .

Wie aus der nachstehenden Tabelle ersichtlich ist, ergibt sich eine gute Uebereinstimmung der Werte x , besonders, wenn man beachtet, daß die Rißbildungslast etwas schwankende Werte geben muß. Zudem sind die aus der Höchstlast abgeleiteten Zahlen für die Anwendung wichtiger.

Platte nach Abb. d. B.	x Rißbildungslast	x Höchstlast
1 (vergl. Abbildung 1)	22,0	21,6
4	28,0	23,2
5	—	21,5
6	—	22,8
7 (vergl. Abbildung 7)	—	19,2*
8	—	20,8*
9 (vergl. Abbildung 8)	—	21,2
10	—	23,0
11	20,3	19,6
14 (vergl. Abbildung 11)	20,4	21,4

Betrachtet man daher die letzteren als maßgebend und läßt die Versuche* nach Abbildung 7 und 8 beiseite, weil dort die Eisen nach den Rändern hin in größeren Abständen eingelegt sind und daher die in der Nähe der Ecken immer vorhandene schräge Abstützung gegenüber den übrigen Platten vermindert ist, so erhält man den Mittelwert

$$x = 21,76,$$

sodaß das größte Moment der ringsum frei aufliegenden und mit q belasteten Platte für die Bemessung der Dicke

$$\text{und der Bewehrung zu } M = \frac{q \cdot l^2}{21,76}$$

angenommen werden könnte.

12. Februar 1916.

Dieser Wert steht in sehr guter Uebereinstimmung mit dem von Hrn. Staatsrat v. Bach in „Elektrizität und Festigkeit“ 6. Aufl. S. 575 für Platten aus homogenem Material angegebenen Wert:

$$M = 1,12 \cdot \frac{q \cdot l^2}{24} = \frac{q \cdot l^2}{21,4}$$

Zerlegt man die Last nach beiden Richtungen und rechnet mit zwei sich kreuzenden Balken, so ergibt sich

$$\text{für die letzteren das Moment } M = \frac{q \cdot l^2}{16}$$

Auf diese Weise hat man bisher wohl ausschließlich im Eisenbetonbau gerechnet und die Versuche haben ergeben, daß damit gegenüber dem richtigen Moment noch eine große Sicherheit verbunden ist, die auch dann noch zutrifft, wenn man, wie bei den Platten nach Abbildungen 7 und 8 des Berichtes, die Einlageisen nach den Rändern hin weiter auseinander legt. Im letzteren Fall legt man aber gewöhnlich in der Nähe der Ecken kürzere, schräglauende Eisen ein, die eine Verstärkung in der Richtung der Diagonalen bewirken.

Hinsichtlich der allgemeinen Gültigkeit des für M ermittelten Wertes ist noch zu beachten, daß die Versuche verschiedene Plattendicken und weit auseinanderliegende Bewehrungsstärken umfassen.

11. Quadratische Platte N. 845 nach Abbildung 7 des Berichtes. Konzentrierte Last in der Mitte.

120 mm hoch, 2100 mm Seitenlänge. Bewehrung durch 37 Stäbe von 7 mm Durchm. parallel zu den Seitenflächen; die unteren 18 Stäbe in 100–143 mm Abstand, die oberen 19 Stäbe in 93–140 mm Abstand.

Höchstlast $p = 11000 \text{ kg}$

Der in Betracht kommende Vergleichsbalken nach Abbildung 19 des Berichtes hat ein Höchstmoment (s. oben) von $M = 1006,7 \text{ mkg}$ auf 50 cm Breite.

Für 1 m Breite ist beim Eigengewicht $G = 1250 \text{ kg}$ das Höchstmoment der Platte in mkg

$$M_{\max} = \frac{1250}{4} \cdot \frac{2^2}{21,4} + \frac{P}{y}$$

Dieses muß dem Höchstmoment des Vergleichsbalkens auf 1 m Breite gleich sein. Es folgt also y aus der Formel

$$\frac{1250}{4} \cdot \frac{2^2}{21,4} + \frac{11000}{y} = 2 \cdot 1006,7 \text{ zu } y = 5,63$$

12. Quadratische Platte N. 844 nach Abbildung 8 des Berichtes. Konzentrierte Last in der Mitte.

80 mm hoch, 2100 mm Seitenlänge; Bewehrung durch 37 Stäbe von 7 mm Durchm. parallel zu den Seitenflächen, die unteren 18 Stäbe in 100–143 mm Abstand, die oberen 19 Stäbe in 88–145 mm Abstand.

Höchstlast $P = 6000 \text{ kg}$

Der als Vergleich dienende Versuchsbalken nach Abbildung 22 des Berichtes hat auf 50 cm Breite ein Höchstmoment von $M = 597,2 \text{ cmkg.}$

Für 1 m Breite ist beim Eigengewicht $G = 854 \text{ kg}$ das Höchstmoment der Platte in mkg

$$M_m = \frac{854}{4} \cdot \frac{2^2}{21,4} + \frac{6000}{y}$$

Da dieses Moment dem Höchstmoment des Vergleichsbalkens auf 1 m Breite gleich sein muß, so folgt y aus der Gleichung

$$\frac{1250}{4} \cdot \frac{2^2}{21,4} + \frac{6000}{y} = 2 \cdot 597,2 \text{ und } y = 5,28$$

In „Elastizität und Festigkeit“ S. 576 gibt Hr. v. Bach

das größte Moment bei konzentrierter Last zu $M_m = \mu \cdot \frac{P}{8}$

an, wobei μ zwischen 1,75 und 2 schwanken kann. Nach den vorliegenden Plattenversuchen ergibt sich

$$\text{für die Platte nach Abbildung 7 } \mu = \frac{8}{5,63} = 1,42$$

$$\text{„ „ „ „ „ 8 } \mu = \frac{8}{5,28} = 1,52$$

*) Für eine konzentrierte Last in der Mitte ist das größte Moment in der ringsum aufliegenden Platte $M_m = \frac{P}{y}$ wo y einen Zahlenbeiwert bedeutet und das Moment je nach dem es in mkg oder cmkg gewählt wird, sich für 1 m oder 1 cm Breite versteht. Man kommt auf diese Form, indem man das Moment der Auflagerkräfte für den Diagonalschnitt der Platte anschreibt und es sodann auf die Längeneinheit der Diagonale bezieht. Bei der Seitenlänge l des Quadrates wird auf diese Weise das auf den ganzen Diagonalschnitt entfallende Moment $M = \frac{P}{2} \cdot \frac{l}{4} \sqrt{2}$ und für die Einheit der Länge $M_m = \frac{P}{8}$. Da sich aber das Biegemoment nicht gleichmäßig in der Diagonalrichtung verteilt, sondern in der Mitte größer ist, so ist beim Versuch ein größeres Moment zu erwarten, y wird daher kleiner als 8. Näheres s. C. Bach, Elastizität und Festigkeit § 62.

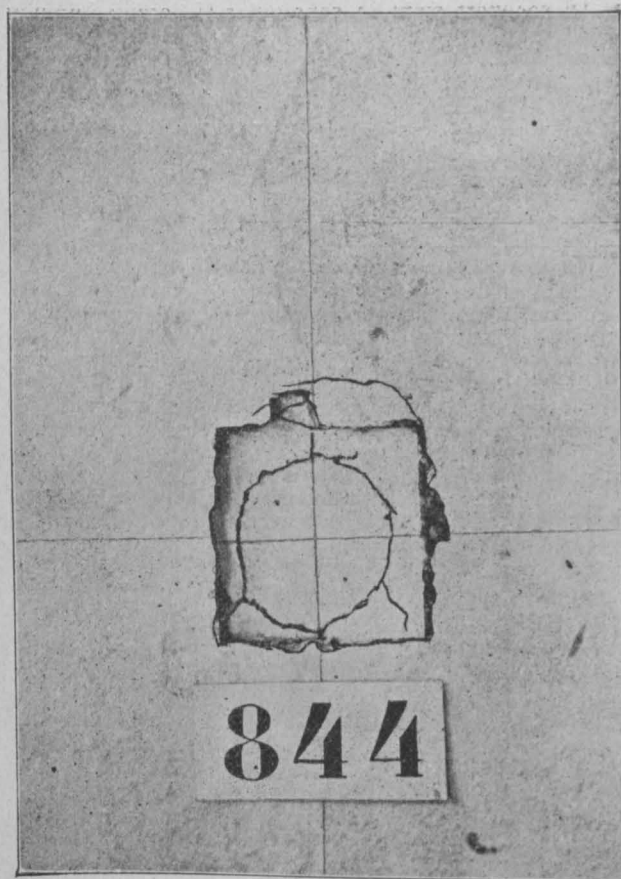


Abbildung 14 (Abb. 432 Heft 30 D. A. f. E.). Zerstörung unter der konzentrierten Last in Mitte der Platte No. 844.

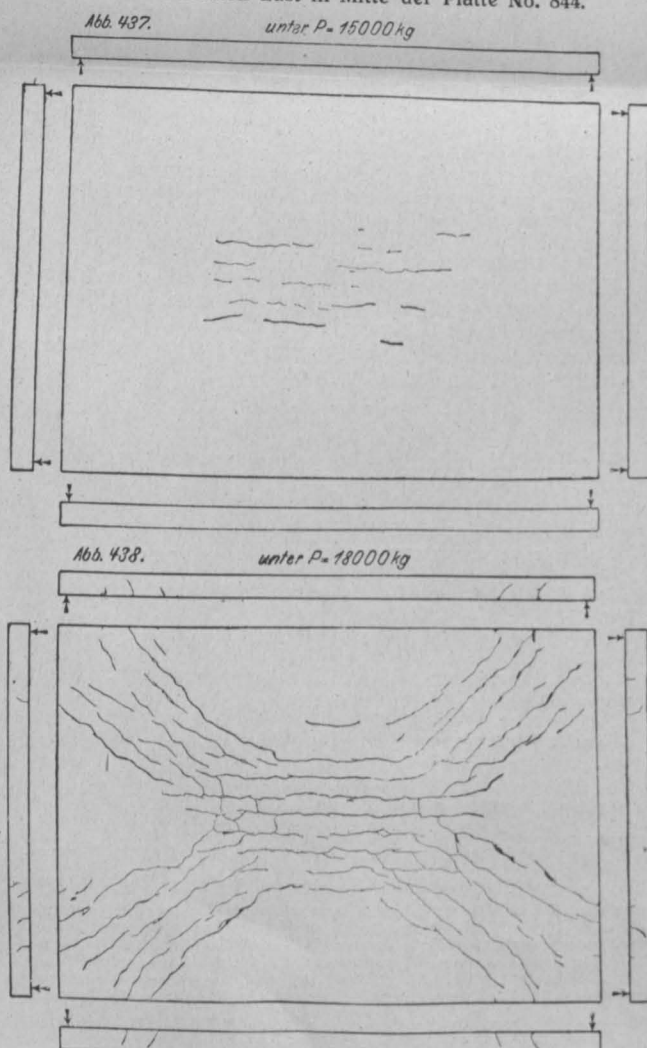


Abbildung 15a und b. (Abb. 437 u. 438 Heft 30 D. A. f. E.). Rechteckige Platte No. 566. Risse an der Unterseite unter $P = 15000$ und $P = 18000$ kg.

Der kleinere Wert von μ bei den Eisenbetonplatten kann dadurch erklärt werden, daß eine vorzeitige Zerstörung infolge Durchdrückens unter der konzentrierten Last eintrat, was auf zu hohe Scherspannungen des Betons daselbst zurückzuführen ist. Abbildung 14 (Abbildung 432 des Berichtes) zeigt die Zerstörung des Betons an der Oberseite unter der konzentrierten Last, ganz ähnlich ist das Bild bei der Platte 845.

B. Rechteckige Platten.

Bei diesen ist der Einfluß in den Ecken unter 45° erfolgenden Abstützung auf das Moment in der Plattenmitte geringer. Man kann deshalb bei den rechteckigen Platten die Last nach den beiden Tragrichtungen verteilen. Im Eisenbetonbau erfolgte bisher die Verteilung der Last umgekehrt proportional den vierten Potenzen der Spannweiten. Nur in den schweizerischen Vorschriften ist die Verteilung nach der zweiten Potenz vorgesehen, was aber dann gleich große Momente und infolge dessen auch gleich starke Bewehrungen in beiden Richtungen zur Folge hat.

Da es nun bei langen Rechtecken als ein Widerspruch erscheint, die lange Bewehrung ebenso stark auszubilden wie die kurze, und da dies auch durchaus unwirtschaftlich wäre, so soll aus den Versuchen der Nachweis des Verteilungsgesetzes geführt werden. Gewiß wird man bei der Höchstlast feststellen können, daß die beiden gleich starken Bewehrungen bis zur Streckgrenze ausgenutzt werden, weil eben die kurze nach Erreichung der Streckgrenze solange nachgibt bis auch die lange Bewehrung auf dieser Spannungsstufe angelangt ist. Jene Feststellung beweist daher nicht, daß die Tragfähigkeit nicht größer wäre, wenn ein Teil der gleich starken langen Bewehrung dazu verwendet würde, um die kurze zu verstärken.

Dabei ist noch zu beachten, daß die Verhältnisse hinsichtlich der Eisenspannungen bei den Eisenbetonplatten anders liegen, als bei Platten aus homogenem Material. Während nämlich bei letzterem die Beanspruchung in der Richtung der stärkeren Krümmung größer ist als in der Richtung der flacheren, gilt das nicht von der Beanspruchung der Bewehrung bei den Eisenbetonplatten. Obwohl die Formänderungen bei Eisenbeton ganz ähnlich wie bei den Bauteilen aus homogenem Material vor sich gehen und auch nach Auftreten der Zugrisse der gezogene Beton infolge des Gleitwiderstandes der umhüllten Eisen die Einsenkungen und Biegungen stark beeinflusst, so müssen doch an den Rißstellen die Eisenspannungen nach dem Stadium II berechnet werden. Die maßgebende Beanspruchung der Eisen ist daher nicht allein abhängig von der Krümmung der elastischen Linie, sondern sie wird ganz besonders durch die Menge des im Querschnitt verteilten Eisens bestimmt.

Aus diesem Grunde wird auch bei einer in beiden Richtungen ungleich bewehrten Eisenbetonplatte die schwächere Einlage in der Längsrichtung statisch ausgenutzt werden können. Für die Bemessung der Eiseneinlagen nach beiden Richtungen wären dann die aus den Formänderungen abgeleiteten Momente maßgebend.

Die beiden im Versuchsplan enthaltenen Platten von 2,0 auf 3,0 und 2,0 auf 4,0 m Auflagerlänge weisen in beiden Richtungen gleich starke Bewehrung auf. Die Höchstlast wird aus diesem Grunde nach dem soeben Ausgeführten keinen richtigen Maßstab für die Verteilung der Last nach beiden Richtungen liefern können, viel eher ist dies von den Rißbildungslasten zu erwarten.

Da bei den rechteckigen Platten die ersten Risse parallel der längeren Seite verlaufen und die Risse parallel der kurzen Seite erst bei einer höheren Belastung auftreten, so können wir an Hand der entsprechenden Vergleichsbalken für diese Rißlasten die zugehörigen Biegemomente in der einen oder anderen Richtung bestimmen.

Nach den im Bericht über das erste Auftreten und das Fortschreiten der Zugrisse an der Unterseite der rechteckigen Platten (Abbildungen 436–443 und besonders Abbildungen 451–459 des Berichtes) gegebenen Darstellungen ist ersichtlich, daß die ersten Zugrisse parallel zu den kurzen Seiten nicht in der Mitte auftreten, sondern in einem Abstand von der kurzen Seite, der etwa der halben Plattenbreite gleich ist, wo sich also die von den Ecken ausgehenden Winkelhalbierenden schneiden. Diese Stelle der größten Zuganstrengung in der Längsrichtung ergibt sich auch als ungefähre Ort der stärksten Krümmung, wenn man sich die Biegelinie des Längsschnittes durch die Platte vorstellt. Indem man für diesen Schnitt die zweiten Differenzen zwischen den gemessenen Durchbiegungen bildet, kann man sich auch rechnerisch davon überzeugen, daß in den Viertelpunkten des

Längsschnittes bei den Platten 2,0 auf 4,0 m die größte Krümmung vorhanden ist. (Die Einsenkungen finden sich auf S. 229 des Berichtes.) Die zweiten Differenzen ergaben sich nämlich für jene Punkte am größten.

Für die Momente bei ringsum aufliegenden Platten sind im Eisenbetonbau bisher die folgenden Formeln gebräuchlich gewesen:

Länge der Platte = a , Breite derselben = b ,
 Momente der Querrichtung $M_b = \frac{q \cdot b^2}{8} \cdot \frac{a^4}{a^4 + b^4}$
 „ „ Längsrichtung $M_a = \frac{q \cdot a^2}{8} \cdot \frac{b^4}{a^4 + b^4}$

Beachtet man nun die durch die Versuche dargelegte Lage der größten Zugspannungen in der Längsrichtung und denkt sich die Länge a der Platte zunehmend, so ist klar, daß M_a sich bald einem Grenzwert nähern wird, der nur von b abhängig ist. Man wird daher das Moment M_a , welches den Einfluß der plattenartigen Endauflagerung darstellt, besser als Funktion der Breite b ausdrücken, also schreiben

$$M_a = \frac{q \cdot b^2}{z}$$

Für quadratische Form der Platte, wenn also $b = a$ wird, müßte der Ausdruck für M_b in

$$M_b = q \cdot \frac{b^2}{21,4} \text{ übergehen,}$$

wir müssen daher, um einen richtigen Vergleich mit den Versuchen zu erhalten, im Nenner von M_b noch einen Beiwert beifügen, der bei quadratischer $\frac{21,4}{16} = 1,34$ beträgt und mit zunehmender Länge a bei gleichbleibender Breite b allmählich bis auf 1 abnimmt, da dann der Einfluß der Auflagerung der kurzen Ränder auf M_b verschwindet. Wir hätten demnach

$$\text{die Formeln: } M_b = \frac{q \cdot b^2}{8 \cdot \varphi} \cdot \frac{a^4}{a^4 + b^4}$$

$$\text{und } M_a = q \cdot \frac{b^2}{z} \text{ zu prüfen.}$$

1. Rechteckige Platten N. 863, 866, 868 nach Abbildung 15 des Berichtes.

120 mm hoch, 3100 und 2100 mm Seitenlänge, Bewehrung durch 52 Stäbe von 7 mm Durchm. parallel zu den Seitenflächen, in 100 mm Abstand. Annähernd gleichmäßige Belastung an 24 Stellen. Auflagerlängen 2 und 3 m.

a. Rißbildung parallel zur langen Seite, Abbildung 15a (Abbildung 437 d. B.)

Rißbildungslast . . . $P = 12000 \text{ kg}$

hierzu Eigenlast . . . $G = 1883 \text{ „}$

Gesamtlast $Q = 13883 \text{ kg}$

oder Belastung

$$q = 13883 : 6 = 2314 \text{ kg/qm.}$$

Der in Betracht kommende Vergleichsbalken nach Abbildung 4 (Abbildung 19 d. B.) hat auf 50 cm Breite ein Rißbildungsmoment von

$$M = 303 \cdot \frac{2}{8} + \frac{775}{2} \cdot 0,70 = 347 \text{ mkg.}$$

oder für 1 m Breite $M = 694 \text{ mkg.}$

Wir erhalten somit den Wert φ aus der Gleichung

$$M_b = 694 = \frac{q \cdot b^2}{8 \varphi} \cdot \frac{a^4}{a^4 + b^4} \text{ zu } \varphi = \frac{2314 \cdot 2^2 \cdot 3^4}{8 \cdot 694 (3^4 + 2^4)} = 1,39.$$

b.

Höchstlast $P = 44333 \text{ kg}$

Eigenlast $G = 1883 \text{ „}$

Gesamtlast $Q = 46216 \text{ kg}$

oder Belastung $q = 46216 : 6 = 7702 \text{ kg/qm.}$

Der Vergleichsbalken nach Abbildung 4 (Abbildung 19 d. B.) hat ein Höchstmoment auf 1 m Breite von

$$M = 2 \cdot 1006,7 = 2013 \text{ mkg.}$$

Für die Höchstlast folgt der Beiwert φ aus der Gleichung

$$M_b = 2013 = \frac{7702 \cdot 2^2}{8 \cdot \varphi} \cdot \frac{3^4}{(3^4 + 2^4)} \text{ zu}$$

$$\varphi = \frac{7702 \cdot 2^2 \cdot 3^4}{8 \cdot 2013 (3^4 + 2^4)} = 1,60.$$

Der größere Wert von φ für die Höchstlast besagt, daß das Moment durch die Mitwirkung der auch bis zur Streckgrenze ausgenützten Längseisen vermindert wird.

c. Rißbildung parallel zur kurzen Seite. Nach Abbildung 15b (Abbildung 438 d. B.) treten die ersten Risse in dieser Richtung auf unter der Last

$$P = 18000 \text{ kg}$$

$$\text{hierzu Eigenlast } G = 1883 \text{ „}$$

$$\text{Gesamtlast } Q = 19883 \text{ kg}$$

oder Belastung $q = 19883 : 6 = 3314 \text{ kg/qm.}$

Der entsprechende Vergleichsbalken nach Abbildung 20 des Berichtes hat auf 1 m Breite ein Rißbildungsmoment von $M = 2 \cdot 341,7 = 683,4 \text{ mkg.}$

$$\text{Die Gleichsetzung dieses Momentes mit } M_a = \frac{q \cdot b^2}{z}$$

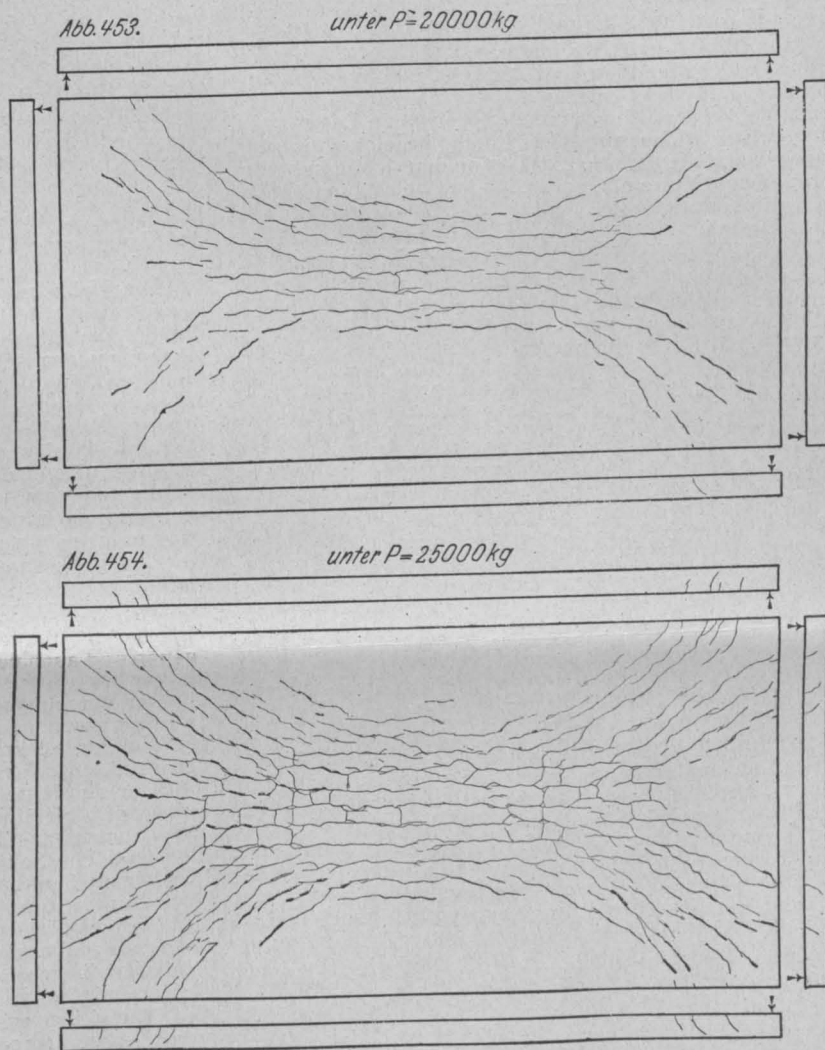


Abbildung 16a und b. (Abb. 453 u. 454 Heft 30 D. A. f. E.) Platte No. 861. Risse an der Unterseite unter $P = 20000$ und $P = 25000 \text{ kg.}$

$$\text{gibt } z = \frac{q \cdot b^2}{M} = \frac{3314 \cdot 2^2}{683,4} \text{ oder } z = 19,4.$$

2. Rechteckige Platten N. 860, 861, 862 nach Abbildung 16 des Berichtes.

120 mm hoch, 4100 und 2100 mm Seitenlänge, Bewehrung durch 62 Stäbe von 7 mm Durchm. parallel zu den Seitenflächen in 100 mm Abstand. Annähernd gleichmäßige Belastung an 32 Stellen. Auflagerlängen 2 und 4 m.

a. Rißbildung parallel zur langen Seite

Rißbildungslast $P = 12667 \text{ kg}$

hierzu Eigenlast $G = 2481 \text{ „}$

Gesamtlast $Q = 15148 \text{ kg}$

oder Belastung $q = 15148 : 8 = 1893 \text{ kg/qm.}$

Das Rißbildungsmoment des zu vergleichenden Probekalkens nach Abbildung 4 (Abbildung 19 des Berichtes) beträgt für 1 m Breite 694 mkg. Es ist daher wie vorhin

$$M_b = 694 = \frac{q \cdot b^2}{8 \cdot \varphi} \cdot \frac{a^4}{(a^4 + b^4)}$$

woraus

$$\varphi = \frac{1893 \cdot 2^2 \cdot 4^4}{8 \cdot 694 (4^4 + 2^4)}$$

$\varphi = 1,28$ folgt.

b. Höchstlast	$P = 50\,667 \text{ kg}$
hierzu Eigenlast	$G = 2\,481 \text{ „}$
Gesamtlast	$Q = 53\,148 \text{ kg}$

oder Belastung $q = 53\,148 : 8 = 6\,643 \text{ kg/qm}$.

Das Höchstmoment des Vergleichsbalkens ist wieder $M = 2013 \text{ mkg}$ und daher

$$M_b = 2013 = \frac{q \cdot b^2 \cdot a^4}{8 \cdot \varphi \cdot (a^4 + b^4)}$$

woraus

$$\varphi = \frac{6643 \cdot 2^2 \cdot 4^4}{8 \cdot 2013 \cdot (4^4 + 2^4)}$$

$\varphi = 1,55$ folgt.

c. Rißbildung parallel zur kurzen Seite.

Aus Abbildung 16 (Abbildungen 453 und 454 des Berichtes) welche die Platte 861 darstellt, ist ein erster Zugriß bei $P = 20\,000 \text{ kg}$ parallel zur kurzen Seite in der Mitte ersichtlich. Da dieser Ort nicht der größten Zuganstrengung entspricht, so muß er als zufällig bezeichnet werden, wogegen erst die bei $P = 25\,000 \text{ kg}$ an den richtigen Stellen vorhandenen Risse als maßgebend zu betrachten sind.

Rißbildungslast	$P = 25\,000 \text{ kg}$
Eigenlast	$G = 2\,481 \text{ „}$
Gesamtlast	$Q = 27\,481 \text{ kg}$

oder Belastung $q = 27\,481 : 8 = 3\,435 \text{ kg/qm}$. Da der als Vergleich dienende Probekörper nach Abbildung 3, S. 18 (Abbildg. 20 des Berichtes) ein Rißbildungsmoment von $683,4 \text{ mkg}$ auf 1 m Breite hat, so ist

$$M_a = 683,4 = \frac{q \cdot b^2}{z} \text{ woraus } z = \frac{q \cdot b^2}{M_a}$$

$$z = \frac{3435 \cdot 2^2}{683,4} = 20,0 \text{ folgt.}$$

Soweit es also die geringe Anzahl der im Versuchsplan enthaltenen rechteckigen Platten zuläßt, können nach den Versuchs-Ergebnissen die Formeln

$$M_b = \frac{q \cdot b^2}{8 \cdot \varphi} = \frac{a^4}{a^4 + b^4}$$

und

$$M_a = \frac{q \cdot b^2}{z}$$

als zutreffend bezeichnet werden. Dabei wäre der Wert φ bei $a:b = 1$ zu $1,34$ und bis $a:b = 2$ bis auf $1,28$ abnehmend, anzunehmen.

Der Nenner z im Ausdruck für M_a wäre für $a:b = 1$ mit $21,4$ anzunehmen und würde bei größerem Verhältnis von $a:b$ bis 20 sinken, also nahezu gleich bleiben.

Die aus den Höchstlasten abgeleiteten größeren Werte von φ sind für Zwecke des Entwurfes nicht benutzbar, weil sie nur bei in beiden Richtungen gleich starker Bewehrung gelten, die wir als unwirtschaftlich bezeichnen mußten. Für das Entwerfen ist es ziemlich gleich bedeutend, ob das Moment M_b mit einer Lastverteilung im umgekehrten Verhältnis der 4. oder 3. Potenzen gerechnet wird. So wird für $a:b = 1,5$

$$\frac{a^4}{a^4 + b^4} = 0,835$$

$$\frac{a^3 + b^3}{a^2} = 0,772$$

$$\frac{a^3 + b^3}{a^2 + b^2} = 0,692$$

$$\text{für } a:b = 2$$

$$\frac{a^4}{a^4 + b^4} = 0,941$$

$$\frac{a^3 + b^3}{a^2} = 0,889$$

$$\frac{a^3 + b^3}{a^2 + b^2} = 0,800$$

Die Werte von φ würden sich für die 3. Potenzen aus den Versuchen etwas kleiner zu $1,28$ und $1,21$ berechnen. Auf alle Fälle können wir aus den Versuchsergebnissen entnehmen, daß die bisher gebräuchliche Formel für das Moment in der Haupt-Tragrichtung

Vermischtes.

Verein Deutscher Portland-Cement-Fabrikanten (E. V.) 39. ordentliche Hauptversammlung am 22. Februar zu Berlin. Die Versammlung findet im Bankettsaal des „Rheingold“ vormittags 10 Uhr statt. Es werden lediglich geschäftliche Angelegenheiten erledigt und Berichte des Vorstandes, des Vorstehers des Vereins-Laboratoriums und der Zentralstelle entgegengenommen, sowie ein Bericht über die zukünftige Gestaltung der Zollverhältnisse.

Deutscher Beton-Verein (E. V.) 19. Hauptversammlung am 23. Februar zu Berlin. Die Versammlung, deren Tagesordnung im Inseratenteil zu Nummer 12 bereits abgedruckt worden ist, findet im Hohenzollernsaal des Hotel

$$M_b = \frac{q \cdot b^2}{8} \cdot \frac{a^4}{a^4 + b^4}$$

noch um etwa 30 % zu große Werte liefert, daß man danach also durchaus sicher rechnet.

Eine reichliche Sicherheit ist aber bei den Platten deshalb angezeigt, weil man es meist mit kontinuierlichen Feldern zu tun hat, deren Momente mit

dem Lastanteil $q_b = q \cdot \frac{a^4}{a^4 + b^4}$ wie bei durchlaufenden

Trägern berechnet werden. Abgesehen von dieser Rechnungsweise überhaupt ist noch zu beachten, daß die richtige Anpassung der Bewehrung an den Momenten-Verlauf schwieriger ist, als bei den nur nach einer Richtung gespannten Decken.

Wenn die Grundrißform der Platte wenig vom Quadrat abweicht, so erscheint es zulässig, auch die Längsbewehrung mit Hilfe des Lastanteiles $q_a = q \cdot \frac{b^4}{a^4 + b^4}$ je nach

der Anordnung frei aufliegend oder kontinuierlich zu berechnen. Aber schon bei nicht großen Abweichungen von der quadratischen Form wird die Eiseneinlage in der Längsrichtung bei der frei aufliegenden Platte durch das

Moment $M_a = q \cdot \frac{b^3}{20}$ bestimmt sein. Dies entspricht etwa der Eisenmenge bei quadratischer Form von der Seitenlänge b .

Die Uebertragung dieser Verhältnisse auf durchlaufende rechteckige Deckenfelder führt zu der Regel, daß die Längsbewehrung so stark anzuordnen wäre, wie sie bei quadratischen durchlaufenden Feldern von der kleineren Seitenlänge sein müßte. Die plattenartige Wirkung an der schmalen Seite würde also derjenigen des kleinen Quadrates gleichgesetzt. Dadurch würden von den Längseisen die quer zu den kurzen Auflageträgern oben einzulegenden Stücke am wichtigsten sein und damit demselben Zweck dienen, welchen man mit den „Ueberlagseisen“ über den Hauptträgern erreichen will, wenn die Trageisen der zwischen Nebenträger gespannten Deckenplatten parallel zu den Hauptträgern verlaufen. (Vergl. Mörsch, Eisenbetonbau IV. Aufl. S. 207, 208). Die unten einzulegenden und durchgehenden Längseisen würden bei langer Rechteckform der durchlaufenden Deckenfelder nahezu auf die Stärke der gewöhnlichen Verteilungseisen heruntersinken.

Der Versuchsbericht enthält noch die Ergebnisse mit drei über zwei quadratische Felder fortlaufenden Platten. Die Rißfiguren lassen deutlich erkennen, daß die Wirkung der Kontinuität sehr gut erreicht worden ist. Da sich indessen das Mittelauflager mehr durchbog als die Randauflager, so bietet eine strenge rechnerische Auswertung der Versuchs-Ergebnisse gewisse, wenn auch nicht unüberwindliche Schwierigkeiten, denn es müßte der Einfluß dieser Senkung der Mittelstütze auf die Moment-Verteilung berücksichtigt werden.

Die hier dargestellten verhältnismäßig einfachen Untersuchungen lassen erkennen, ein wie wertvolles Material in diesem hervorragenden Bericht des Heftes 30 für die Anwendung im Eisenbetonbau enthalten ist. Auch aus den Versuchen mit rechteckigen Platten, die nur zwei verschiedene Anordnungen enthalten, haben sich bei näherem Eingehen Schlußfolgerungen ziehen lassen, die dem Gefühl und Bedürfnis der Praxis entsprechen und die Ausdehnung dieser kostspieligen Versuche auf weitere Fälle entbehrlich erscheinen lassen. Mindestens ebenso schätzenswert ist das Material, das für rein theoretische Untersuchungen in den zahlreichen Messungszahlen über die Formänderungen der Platten niedergelegt ist.

Dem Konstrukteur geben schon die Darstellungen über den Rißverlauf einen lehrreichen und augenscheinlichen Aufschluß über die ungefähre Spannungsverteilung in den Platten.

„Kaiserhof“ vormittags 10 Uhr statt. Außer geschäftlichen Angelegenheiten, Berichten des Vorstandes, des wirtschaftlichen Ausschusses usw. steht lediglich ein Antrag des Vorstandes auf Änderung der Schiedsgerichts-Ordnung zur Beratung. Außerdem wird der Syndikus Hr. Dr. Wildner über „Deutschlands Wirtschaftsleben in und nach dem Kriege“ sprechen.

Inhalt: Versuche mit allseitig aufliegenden, quadratischen und rechteckigen Eisenbetonplatten. — Vermischtes. —

Hierzu eine Bildbeilage: Hafenmühle T. Bienert in Dresden-Friedrichstadt.

Verlag der Deutschen Bauzeitung, G. m. b. H., in Berlin.
Für die Redaktion verantwortlich: Fritz Eiselen in Berlin.
Buchdruckerel Gustav Schenck Nachflg. P. M. Weber in Berlin.

DEUTSCHE BAUZEITUNG

MITTEILUNGEN ÜBER ZEMENT, BETON- UND EISENBETONBAU

UNTER MITWIRKUNG DES VEREINS DEUTSCHER PORTLAND-
CEMENT-FABRIKANTEN UND DES DEUTSCHEN BETON-VEREINS

XIII. Jahrgang 1916.

No 4.

Eisenbetonarbeiten vom Bau der Hafentmühle T. Bienert, Dresden-Friedrichstadt.

Entwurf und Ausführung der Firma Johann Odorico (Inhaber Ingenieur R. Wortmann) in Dresden.
Von Ober-Ingenieur Dipl.-Ing. H. Marcus. (Fortsetzung aus No. 2 statt Schluß.) Hierzu die Bildbeilage in No. 3,



nach der Höhe der Zellen darf der Silobau wohl zu den größten bis jetzt errichteten Bauten dieser Art gezählt werden; er hat die charakteristische Eigenschaft, daß er trotz seiner verhältnismäßig großen Grundriß-Abmessungen und seiner außergewöhn-

lich großen Höhe von der Dachspitze bis zur Fundament-Unterkante aus einer völlig zusammenhängenden Eisenbeton-Konstruktion, sozusagen aus einem Gusse besteht. Eine Trennung in einzelne Abschnitte wäre hier zwar nicht unmöglich, jedoch mit so großen technischen und wirtschaftlichen Schwierigkeiten verknüpft gewesen, daß sie nach Ansicht der Firma Odorico keine besonderen Vorteile gebracht hätte.

Die hauptsächlichsten Maße, die aus den Schnitten, Abb. 24a—c und den Grundrissen, Abb. 25a u. b S. 28 u. 29 hervorgehen, sind folgende: Breite des eigentlichen Silobaues 18,5 m, des vorgebauten Turmes 19,5 m, Gesamtlänge 54 m. (Aus dem Lageplan Abbildung 1 in No. 1 geht das Größen-Verhältnis zu den anderen Gebäuden der Mühlen-Anlage hervor.) Die Höhe des Silobaues von Dachspitze bis Fundament-Unterkante gerechnet, ist 48,8 m, nur bis Gelände-Oberkante 45,9 m; die entsprechenden Maße für den Turm sind 73,65 m und 66,3 m. (In Abbildung 2 in No. 1, desgl. in Abbildung 23 in No. 2 erscheint rechts der Siloturm.) Im eigentlichen Silobau beträgt die Höhe der mittleren Zellen von Unterkante Trichter 26,6 m, die der seitlichen durchschnittlich 29,6 m. Im Turmbau haben die seitlichen kleineren Zellen eine Höhe von 22,1 m.

Der Turm, welcher außer den Elevatoren noch Apparate für die Vorreinigung enthält, ist zwischen den seitlichen Zellen sowie darunter und darüber durch Zwischendecken in 12 Stockwerke geteilt. Die

Höhe dieser Stockwerke mit Ausnahme der oberen, welche zum Teil sehr große Abmessungen aufweisen, entspricht denen im Mühlengebäude. Der untere Teil des Turmes reicht wegen des für die Elevatoren erforderlichen Raumes bis zu 7,35 m unter die Gelände-Oberkante. Der obere Teil ist auf Grund der von dem Architekten des Baues — Lossow & Kühne (Prof. Max Hans-Kühne), Dresden — ge-



Abbildung 33. Silogebäude in der Ausführung.

wählten Form mehrmals abgesetzt (vergl. Abbild. 24), derart, daß er auf größere Höhe (rd. 30 m) von der Deckenkonstruktion abgefangen werden mußte. Der Aufbau in Eisenbeton ließ die Abfangung wegen der verhältnismäßig geringen erforderlichen Stärke und des dementsprechend geringen Eigengewichtes ohne besondere Schwierigkeiten zu, während eine Her-

mals zurückgesetzt und bildet, wie aus dem Querschnitt Abbildung 24a zu ersehen ist, drei Dachräume von abnehmender Breite. Sie besteht aus einer durchlaufenden Eisenbetonplatte zwischen Eisenbetonbindern, die ein System von zwei übereinander stehenden Zweigelenkrahmen bilden, welche ihrerseits auf einem vierstieligen Rahmen stehen. Die Bewehrung

Querschnitt durch eine Silozelle mit Trichter.

Grundriß einer Silozelle nach a—b.

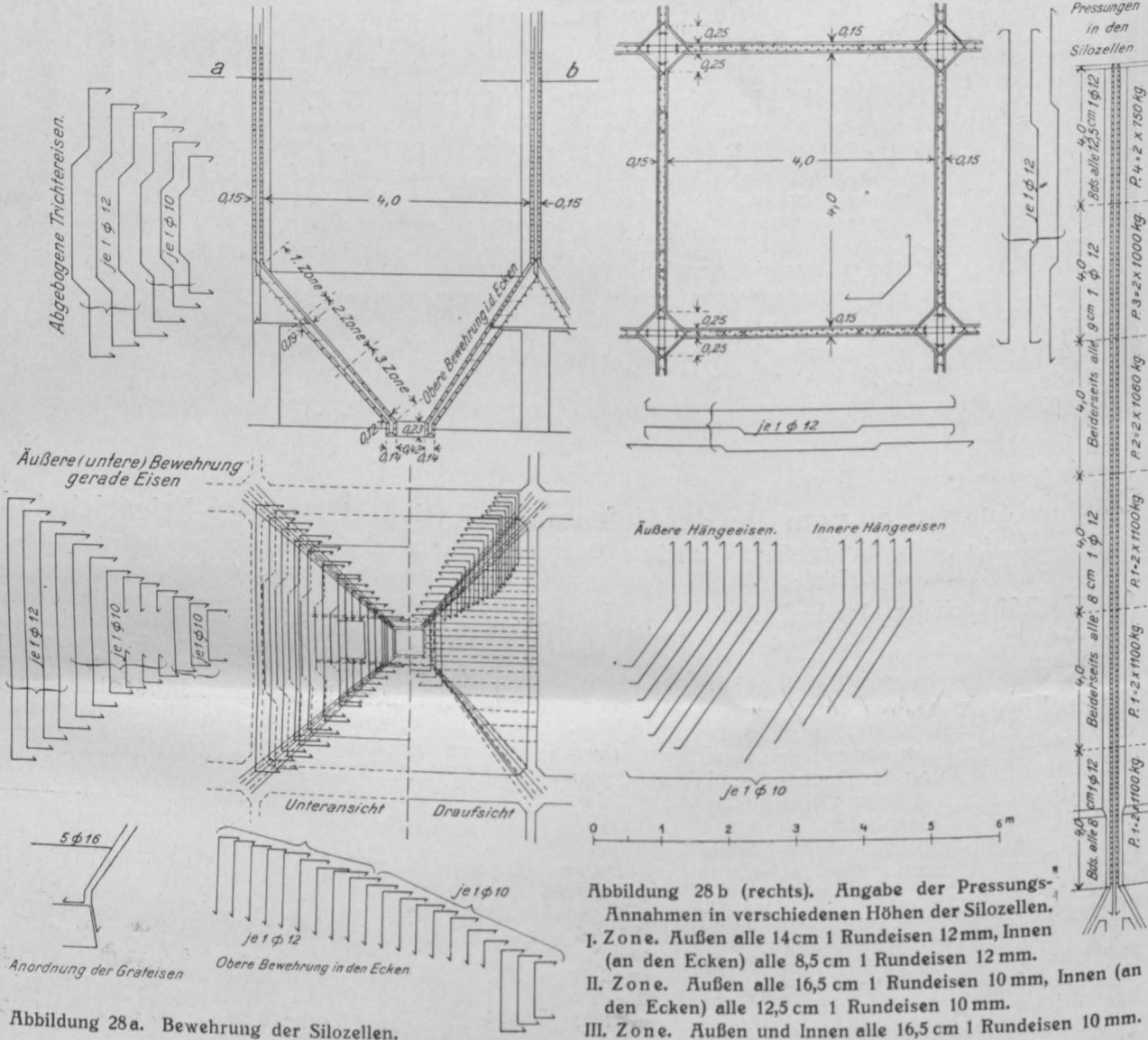


Abbildung 28a. Bewehrung der Silozellen.

Abbildung 28 b (rechts). Angabe der Pressungs-Annahmen in verschiedenen Höhen der Silozellen.
I. Zone. Außen alle 14 cm 1 Rundeisen 12 mm, Innen (an den Ecken) alle 8,5 cm 1 Rundeisen 12 mm.
II. Zone. Außen alle 16,5 cm 1 Rundeisen 10 mm, Innen (an den Ecken) alle 12,5 cm 1 Rundeisen 10 mm.
III. Zone. Außen und Innen alle 16,5 cm 1 Rundeisen 10 mm.

stellung in Mauerwerk bei der erheblichen Höhe der abzufangenden Bauteile technisch und wirtschaftlich zu Schwierigkeiten führen mußte, welche die Herstellung des Turmes in der vorgesehenen Gestalt überhaupt in Frage gestellt hätte. Den Dachbinder des Turmes mit seiner Bewehrung zeigt Abbildung 26.
Die Dachkonstruktion über dem eigentlichen Silobau ist wegen der von den Architekten gewählten äußeren Gestalt ebenfalls mehr-

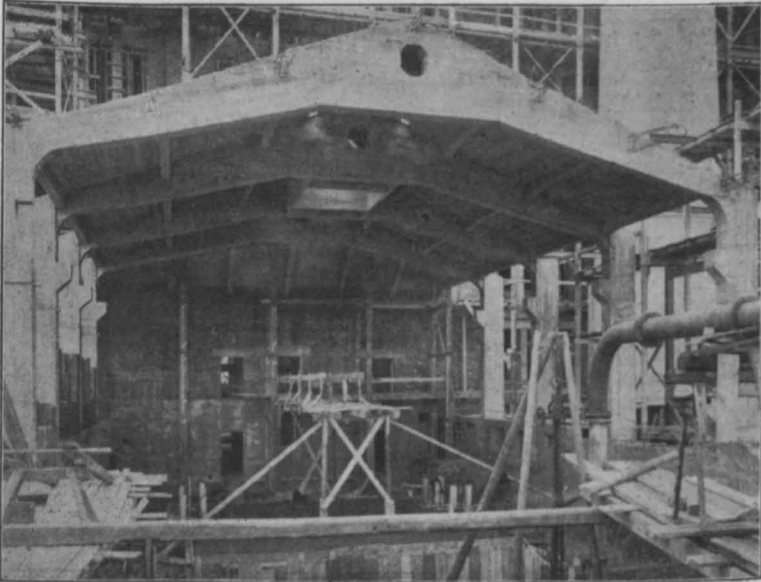


Abbildung 21. Blick in das Maschinenhaus im Bau (Text in No. 2).

des oberen Teiles des Dachbinders zeigt Abbildung 27, während Abbildung 9 in No. 1 einen Blick in den obersten Dachraum wiedergibt.
Die Silozellen sind mit einer nach zwei Richtungen biegezugsfesten bzw. kreuzweise bewehrten, im Uebrigen als durchlaufend berechneten Platte überdeckt. Die Verteilung der Eisen-Einlage ist aus der Abb. 28 zu ersehen. Die großen Zellen haben von Achse zu Achse gemessen eine Grundrißgröße von 4,15 · 4,15 m. Die

Stärke der Trennungswände ist von oben bis unten durchweg 15 cm, diejenige der Umfassungswände durchweg 16 cm. An den letzteren sind aus Schönheitsgründen profilierte Lisenen vorgesetzt, denen sonst keine besondere statische Aufgabe zufällt und die in Stampfbeton mit entsprechender Verankerung

Versuche, wie in Abbildung 28a (rechts) angegeben, vorgeschrieben. Es mußte die zweifache Last eingeführt werden, da ja bekanntlich Hr. Pleißner bei bewegten Getreidemassen eine Steigerung des Seitendrucks bis auf das Doppelte des bei ruhenden Massen gemessenen nachgewiesen hat. Nimmt man ein Ge-

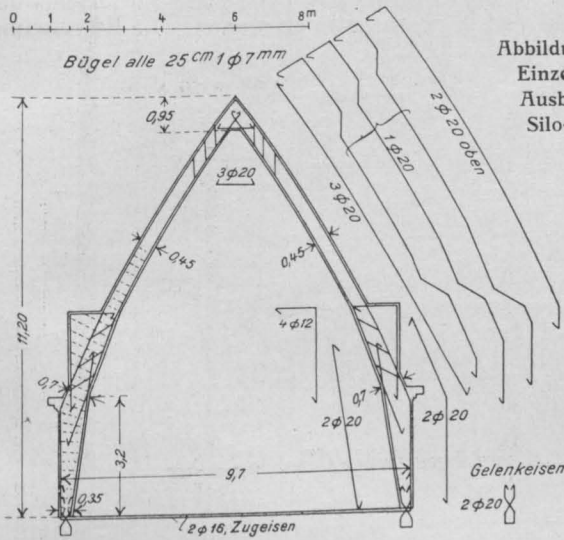


Abbildung 26. Binder des Siloturm-Daches.

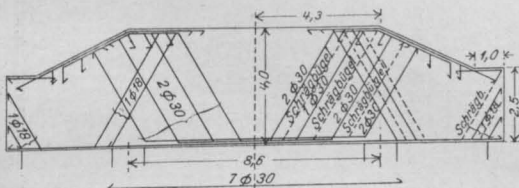


Abbildung 29 (links). Haupt-Unterzüge über den Silos.

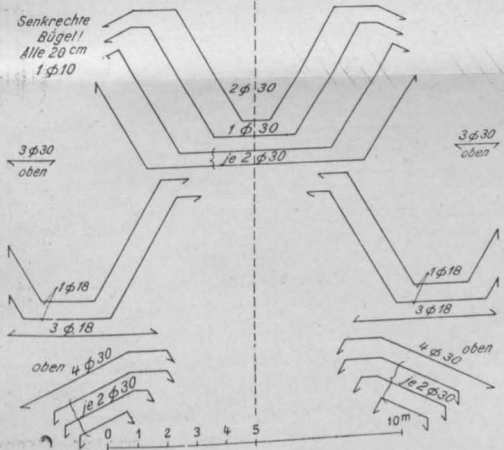
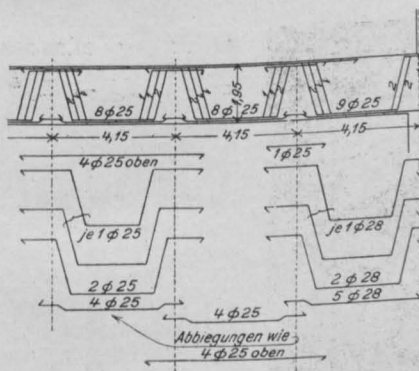


Abbildung 30. Neben-Unterzüge über den Silos.



Abbild. 31 (rechts). Querschnitt durch die Fundamentplatte im Silo Gebäude.

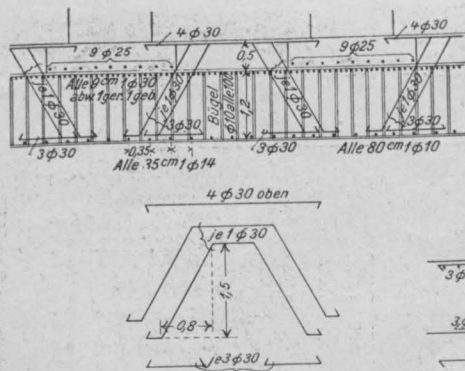


Abbildung 32. Fundament-Anschluß am Turm.

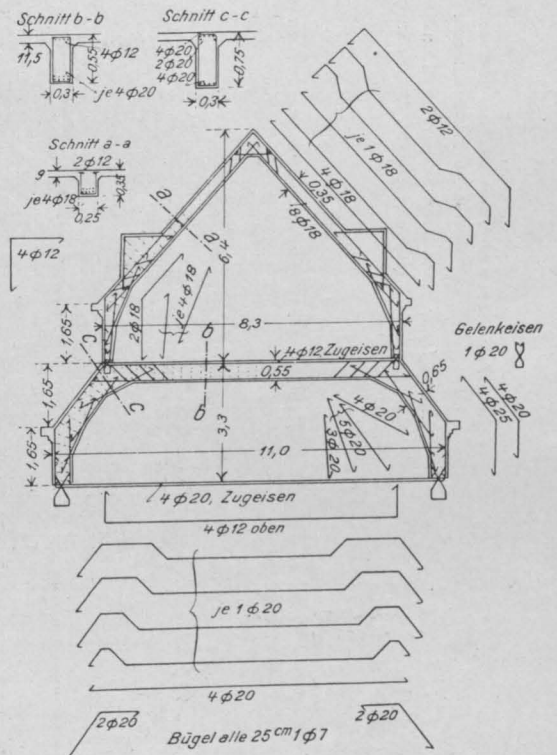
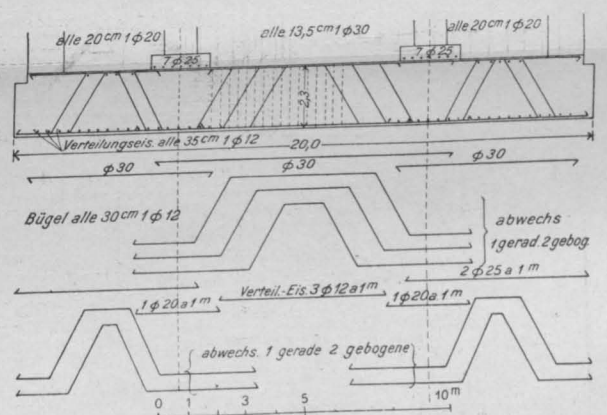


Abbildung 27. Oberer Teil des Dachbinders über den Silozellen.



an den Umfassungen und Mittelwänden ausgeführt werden. Die Berechnung der Wände wurde nach der für geschlossene Silozellen üblichen Berechnungsmethode vorgenommen. Die seitlichen Pressungen waren vom technischen Leiter der Bauherrschaft, Hrn. Hofrat Ing. Pleißner auf Grund seiner bekannten

treidegewicht von 800 kg/cbm an, einen natürlichen Böschungswinkel von 25° und einen Reibungswinkel zwischen Getreide und Wänden von 35° (die Wände bleiben unverputzt) so berechnen sich nach der von Janssen abgeleiteten Methode annähernd die eben erwähnten einfachen Seitendrücke.

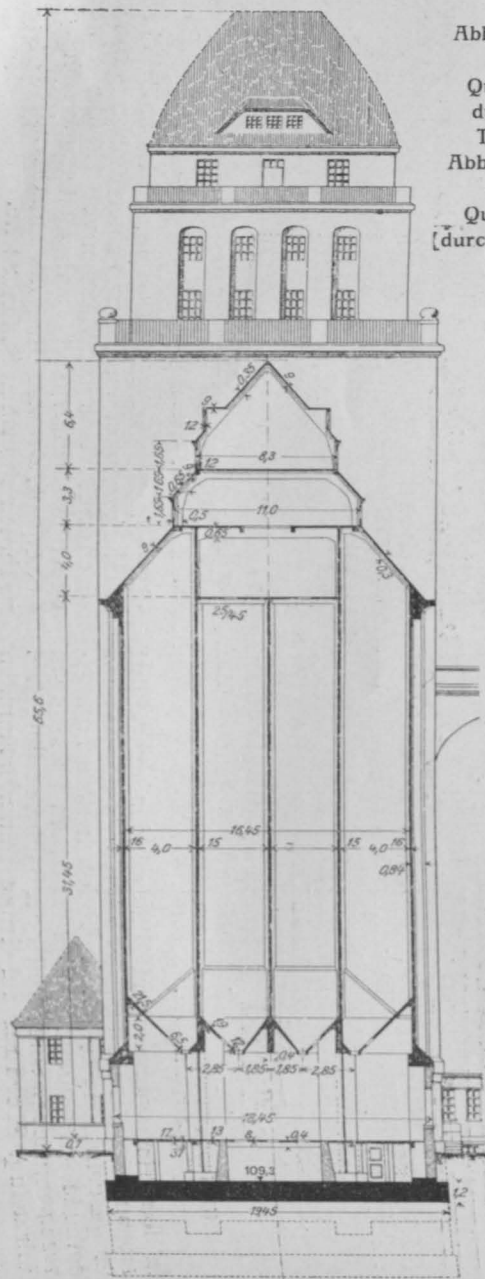
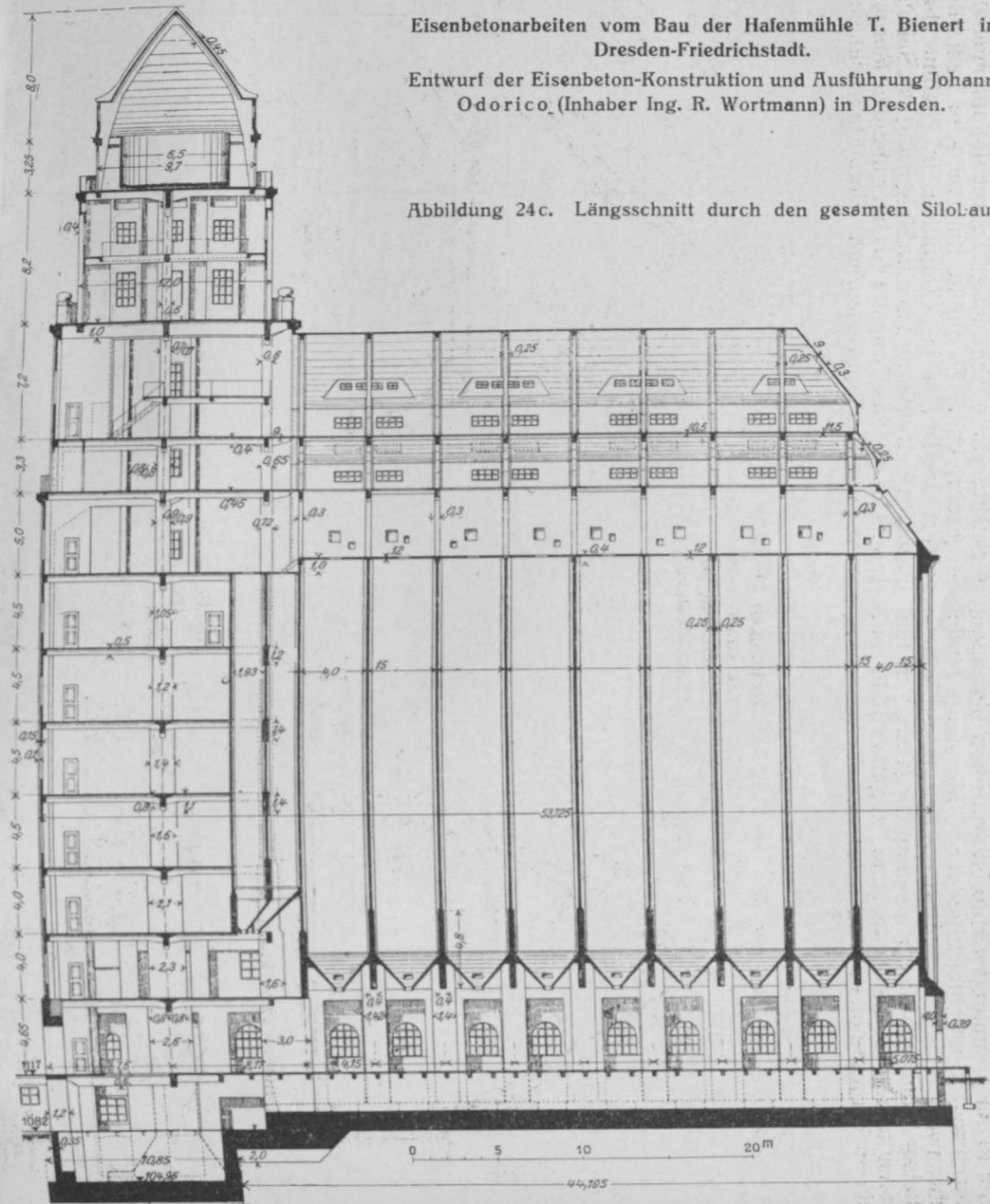
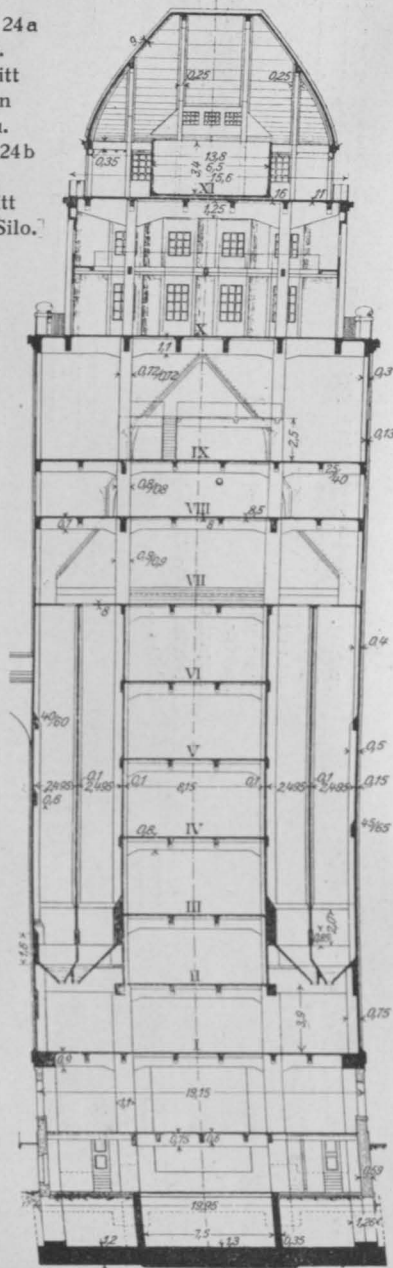


Abbildung 24a
(rechts).
Querschnitt
durch den
Turmbau.
Abbildung 24b
(links).
Querschnitt
[durch den Silo.]



Die Eiseneinlage der Wände wurde selbstverständlich doppelt angeordnet und zwar entsprechend dem nach oben hingeringeren Seitendruck mit abnehmendem Querschnitt bzw. mit zunehmender Entfernung der Eiseneinlage. Die hängenden Trichter, welche bei den mittleren Zellen nahezu symmetrische, bei den äußeren Zellen dagegen, infolge seitlich angeordneter Ausläufe, stark unsymmetrische Gestalt haben, sind als Verlängerung der Zellen betrachtet und als solche berechnet worden. Die Biegung der rechteckig oder quadratisch in sich geschlossenen Rahmen wurde für die auf die Trichterfläche senkrechte Seitenkraft von Bodenpressung und Trichtergewicht ermittelt. Die Zugspannung, die als Wirkung des Hängens entsteht, wird durch Rundeisen aufgenommen, welche in den Graten zweckentsprechend verstärkt wurden. Einen Ueberblick über die Anordnung

einzelnen Säulen gewährleistet. Dieses Ziel wurde unzweifelhaft durch die gewählten Träger, welche eine im Verhältnis zur Spannweite sehr große Höhe aufweisen, erreicht. Auch hier war wegen der verhältnismäßig geringen Breite, hauptsächlich bei den Hauptträgern, besondere Beachtung der Querkkräfte und der daraus entstehenden schiefen Zugspannungen erforderlich. Ganz besonders Wert war aber auf die Sicherung des Zusammenhanges der sehr hohen Träger zu legen, wenn diese tatsächlich als Ganzes wirken sollen. Dem wurde durch die Anordnung und die Stärke der Eiseneinlagen (vergl. Abbildungen 29 und 30) und durch zweckmäßige Vorkehrungen beim Betonieren Rechnung getragen.

Die Säulen unter den großen Zellen haben Lasten von rd. 730—780 t aufzunehmen und besitzen quadratischen Querschnitt von 1,40 · 1,40 bzw. 1,42 · 1,42 m

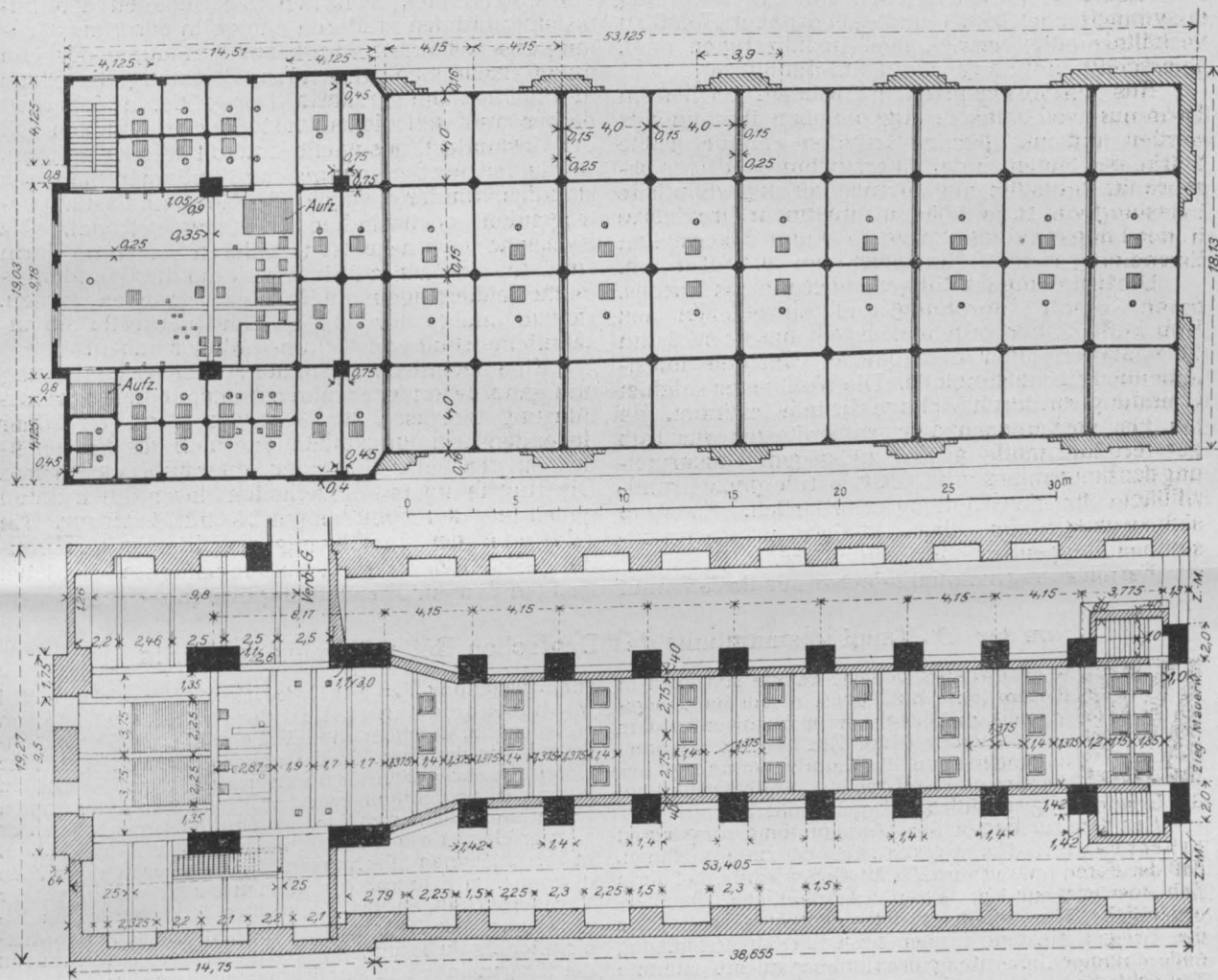


Abbildung 25a und 25b. Grundrisse des Silogebäudes, Untergeschoß (unten) und 7. Boden.

der Eiseneinlage in den Wänden und Trichtern gibt die Abb. 28a, S. 26. Die gesamte Silolast, zu welcher noch die Dachlast und die der Dachböden hinzukommen, wird durch einen Trägerrost aus durchlaufenden Eisenbetonbalken abgefangen und auf die Säulen übertragen (vergl. die Abb. 29 und 30, S. 27). Die in der Längsrichtung angeordneten Nebenträger, durchlaufend mit 9 Oeffnungen zu 4,15 m Spannweite, haben eine Höhe von 1,9 m, eine Breite von 0,4 m. Die Hauptträger, in der Querrichtung durchlaufend mit drei Oeffnungen zu 6,9 m und 4,8 m Spannweite, sind 0,4 m breit und haben in der mittleren Oeffnung die beträchtliche Höhe von 4,8 m, während bei den äußeren Oeffnungen die Höhe entsprechend der Abnahme der Momente und Querkkräfte geringer ist.

Bei der Festlegung dieser Träger ging man von dem Gedanken aus, eine möglichst steife, wenig biegsame Konstruktion zu erzielen, welche eine gleichmäßige Uebertragung der sehr großen Lasten auf die

und eine Eiseneinlage von je 14 Rundeisen von 40 mm Durchmesser. Zu einer Herstellung dieser Säulen mit achteckigem Querschnitt und Ringbewehrung lag hier keine Veranlassung vor, da genügend Raum zur Verfügung stand.

Der Turm hat ein Dach, das ebenfalls in Eisenbeton hergestellt ist und aus Zweigelenkbindern mit dazwischen gespannter durchlaufender Platte besteht. (Abb. 27, S. 27.) Im obersten Dachraum befindet sich ein 100 cbm fassender zylindrischer Wasserbehälter, der von der darunter liegenden Tragdecke durch eine starke Lage Asphaltlitz getrennt ist. Sämtliche Umfassungen des Turmes bestehen aus 10—12 cm starken Eisenbetonwänden, die durch lotrechte und wagrechte Rippen versteift sind. Unmittelbar unterhalb des obersten Austrittes an den Umfassungen ordneten die Architekten aus Schönheitsgründen zickzackartig mehrere Rücksprünge an, wodurch sich aber bei der Herstellung in Eisenbeton

keine besonderen Schwierigkeiten ergeben haben. Das hohe oberste Stockwerk wurde in der Mitte durch ein besonderes Eisenbetongebälk und entlang der Umfassung durch einen Eisenbetongang versteift.

Die Decken im Turm sind für verschiedene Belastungen berechnet und zwar die Decke unmittelbar unter dem Behälter zur Aufnahme dieses Behälters selbst und einer Nutzlast um den Behälter herum von 250 kg/qm, die darunter befindlichen 3 Decken für 400 kg/qm und zur Aufnahme der Turmkonstruktion, die übrigen Decken für 750 kg/qm Nutzlast. Die Stärke der Deckenkonstruktionen geht aus den Schnitten in den Abbildungen 24a—c, S. 28, hervor.

Die kleinen seitlichen Silozellen im Turm haben rechteckigen Querschnitt von 2,1 · 2,6 bzw. 2,1 · 4,15 m und sind ganz nach gleichen Grundsätzen wie die großen Zellen für Getreidedruck berechnet worden. Die Trichter dieser Zellen haben zum Teil vollständig unsymmetrische Gestalt und gaben daher Anlaß zu verhältnismäßig verwinkelten Ausführungen. (Vgl. Querschnitt und Längsschnitt Abbildung 24.)

Aus betriebstechnischen Gründen durften im Turm nur zwei Säulenstränge bis oben durchgeführt werden und aus gleichen Gründen war die größte Stärke der Säulen in der Querrichtung auf 1,1 m beschränkt. Sie hatten eine im Hochbau ungewöhnliche Belastung von rd. je 1200 t aufzunehmen; ihre Stärke in der Längsrichtung betrug 2,6 m und sie erhielten Eiseneinlagen von 24 Rundeseisen von 40 mm Durchm.

Die Gründung des Silogebäudes und des Turmes, deren Gesamt-Anordnung und Einzelheiten aus Abb. 24, 31 u. 32 hervorgehen, besteht aus einer 1,2 und 1,3 m starken unter dem ganzen Gebäude durchlaufenden Eisenbetonplatte. Die Wahl einer solchen Gründung war durch wichtige Gründe bestimmt. Bei den hier vorhandenen sehr großen Lasten war trotz der verhältnismäßig großen zulässigen Beanspruchung des Baugrundes von 3 kg/qcm fast die ganze Grundrißfläche für die Gründung erforderlich. Es ergab sich sozusagen von selbst, daß diese aus einem zusammenhängenden Stück sein müsse.

Ferner erwog man, daß falls etwa nur die Zellen auf

einer Seite gefüllt werden sollten, einseitige Setzungen und dadurch Rißbildung in den Zellenwandungen hätten auftreten können. Solche Schäden mußten aber in Anbetracht der Größe und Wichtigkeit des Baues möglichst vermieden werden. Uebrigens hätte eine Gründung aus Stampfbeton bei der großen Fläche und bei der naturgemäßen Verteilung eine viel größere Tiefe und Fundamentstärke erforderlich gemacht. Die dadurch bedingten sehr großen Aushub- und Betonmassen hätten aber keine Ergebnisse zugelassen, welche wirtschaftlich so viel vorteilhafter gewesen wären, daß sie die besonderen Vorteile der Eisenbetonkonstruktion ausgeglichen hätten.

Die demnach gewählte Gründungsplatte wurde nun als durchlaufende Platte mit drei Öffnungen zu 5,25 m und 6,9 m Spannweite unter dem eigentlichen Silo und zu 4,5 m bzw. 8,6 m Spannweite unter dem Turm berechnet. Zwischen den Schäften der Umfassung und den mittleren Säulen in der Längsrichtung des Gebäudes wurde zur Aufnahme der von unten nach oben wirkenden Belastung die Platte durch Oberzüge verstärkt. Der größeren Sicherheit halber und weil die Nutzlast einen erheblichen Teil der Gesamtlast ausmacht und oft wechseln kann, wurde bei der Berechnung der Fundamentplatte die ständige von der etwa 55% der Gesamtbelastung tragenden wechselnden Belastung getrennt. Die zwei sehr stark belasteten mittleren Säulen im Turm sind, um die Last mit Sicherheit auf die Gründungsplatte zu übertragen, mit Konsolen versehen worden, welche infolge der sehr großen Querkräfte die ansehnliche Höhe von 4 m am Auflager haben.

Eine technisch besonders schwierige Lösung und ganz besondere Aufmerksamkeit bei der Ausführung erforderte der Uebergang von der höher liegenden Gründungsplatte unterhalb des Silogebäudes zu der tiefer liegenden unterhalb des Turmes. Die Anordnung und Einzelheiten dieser Konstruktion gehen aus den Abbildungen 24 und 32 hervor. Ein Bild von der Ausführung der Silos zeigt Abbildung 33a. S. 25, während die Bildbeilage zur No. 3 den fertigen Bau zur Anschauung bringt. — (Schluß folgt.)

Von der 19. Hauptversammlung des Deutschen Beton-Vereins zu Berlin.



ie im Vorjahre so beschränkte sich auch in diesem Jahre mit Rücksicht auf die Kriegslage die am 23. Februar in Berlin unter dem Vorsitz von Hrn. Ing. Alfr. Hüser-Oberkassel abgehaltene 19. Hauptversammlung des Vereins auf den Kreis der Mitglieder und auf die Erledigung geschäftlicher Angelegenheiten.

Aus dem zu Beginn der Versammlung vorgelegten Jahresbericht des Vorstandes ist zu entnehmen, daß der Verein im Vorjahre 270 Mitglieder zählte, daß diese Zahl aber jetzt auf 256, davon 154 ordentliche, 79 außerordentliche, 23 beratende zurückgegangen ist, da infolge des Krieges einzelne Firmen ihren Betrieb vollständig, andere infolge Einberufung ihrer Inhaber auf unbestimmte Zeit schließen mußten. Das kommt auch in der Zahl der Anteile, die von 981 auf 861 und der Beiträge, die von 87 640 auf 71 710 M. gesunken sind, zum Ausdruck. Erfreulicherweise konnte die Mehrzahl der Mitglieder Beschäftigung bei Arbeiten für Heereszwecke finden. Es handelte sich dabei um den Wiederaufbau zerstörter Festungen, den Bau neuer gewaltiger Werke, den eiligen Bau neuer Brücken und Bahnen, Aufgaben die an die Leistungsfähigkeit der damit betrauten Firmen bei den besonderen Schwierigkeiten und dem Mangel an geeigneten Arbeitskräften außergewöhnliche Anforderungen stellten, trotzdem aber zum Teil in ganz unglaublich kurzer Zeit erfolgreich durchgeführt wurden.

Die Zahl der Mitglieder, die der Verein durch den Tod im Felde verloren hat, ist bisher erfreulicherweise gering, um so größer leider die Zahl der gefallenen Angestellten und Arbeiter.

Ueber die Sitzungen und Beratungen der technischen Ausschüsse des Vereins sagt der Bericht, daß der Beton- und Eisenbeton-Ausschuß zweimal getagt hat, das eine Mal davon zur Beratung der neuen Bestimmungen über Beton und Eisenbeton. Umfangreiche Versuche sind i. A. des Vereins von der Firma Dyckerhoff & Widmann A. G. in Biebrich a. Rh. durchgeführt worden

zur Feststellung der Festigkeits-Unterschiede bei wechselndem Sandgehalt der Zuschlagstoffe von erdfeuchtem, weichem und flüssigem Beton. Sie sind angestellt worden, um für die neuen Bestimmungen eine Unterlage abzugeben für die zu erreichenden Festigkeiten unter Berücksichtigung vorsichtiger Auswahl der Sande, Kiese und Steinzuschläge, namentlich hinsichtlich der Korngrößen, sowie bei verschiedenem Wasserzusatz und in verschiedenen Mischungen. Die bei diesen Versuchen gewonnenen Erfahrungen können als Ergänzungen der Veröffentlichungen des „Deutschen Ausschusses für Eisenbeton“ Heft 29 betrachtet werden und sollen voraussichtlich als ein besonderes Heft dieser Veröffentlichungen der Allgemeinheit zugänglich gemacht werden.

Als zur Zeit abgeschlossen können die Versuche mit Kontrollbalken betrachtet werden. Es hat sich gezeigt, daß die Balkenprobe auf den Baustellen gleichmäßige Werte ergab als die Würfelprobe, während in den Prüfungs-Anstalten sich die umgekehrte Erscheinung zeigte. Man kann aus den gewonnenen Werten ganz allgemein den Schluß ziehen, daß die Druckfestigkeit im Balken (Druck bei Biegung) im Mittel etwa den 1,7fachen Wert der Druckfestigkeit im Würfel erreicht. Es gilt das ohne Rücksicht auf Mischungsverhältnisse, Wasserzusatz, Lagerung, Alter, welche Umstände natürlich das Verhältnis nach oben oder unten beeinflussen. Die gewählte Balkenform und die zu ihrer Herstellung eingeführte Form haben sich als zweckentsprechend und praktisch erwiesen, aber die Ausführung der Würfelprobe ist im Allgemeinen doch einfacher. Nachdem diese in den neuen Bestimmungen auch mehr den Anforderungen der Praxis und der Bauausführung selbst angepaßt ist, verzichtet der „Deutsche Beton-Verein“ zunächst auf die Einführung der Balkenprobe. Die Versuchsergebnisse sollen nach dem Krieg in Gemeinschaft mit den beteiligten Material-Prüfungsämtern ausgearbeitet und ebenfalls in den Mitteilungen des Deutschen Ausschusses veröffentlicht werden.

Ein neuer Ausschuß ist für Steinholz-Fußböden

gebildet worden, der in Gemeinschaft mit dem „Verband deutscher Steinholtz-Fabrikanten“ in Leipzig geeignete Maßnahmen vorschlagen soll zum Schutz des Beton-Unterbodens gegen schädliche Einwirkungen des Steinholtz-Fußbodens und umgekehrt. Es ist ja bekannt, daß die Materialien der Steinholtzfußböden bei Anwesenheit von Feuchtigkeit mitunter zersetzend auf die Beton-Unterlagen gewirkt haben. Vom Verein gehören dem Ausschuß die Hrn. Kommerz.-Rat Wolle, Leipzig, als Obmann, Brt. Bürstenbinder, Hamburg, Prof. Dr.-Ing. Gehler, Dresden und ein noch zu bestimmendes Mitglied an.

Ein wichtiges Arbeitsgebiet wird für den Verein das Verhalten des Betons bei Festungsbauten bilden. Sammlung von Erfahrungen, Versuche und praktische Ausführungen haben nach Ansicht des Berichtes bisher den Beweis geliefert, daß der Beton und Eisenbeton beim Bau von Befestigungsanlagen schließlich doch allen anderen Materialien weit überlegen ist.

Die übrigen Ausschüsse wurden, da auf ihren Arbeitsgebieten infolge des Krieges Ruhe eingetreten ist, nicht einberufen. Die Hauptgeschäftsstelle in Oberkassel hat sich dagegen mit einer Reihe von Fragen, welche die Arbeiten dieser Ausschüsse betreffen, weiter befaßt, trotzdem sowohl der Direktor des Vereins Reg.-Bmstr. Petry und der Sekretär im Felde stehen. Es sind ferner von dort auf 33 Anfragen Auskünfte technisch-wissenschaftlicher Art erteilt worden. Vorschläge zu einer würdigen, einheitlichen Ausgestaltung von Grabstätten und die Sammlung von Erfahrungen über dünnwandige Silos sind neue Aufgaben, welche die Geschäftsstelle zur Zeit beschäftigen.

Der Bericht verbreitet sich auch über die Mitwirkung des Vereins im „Deutschen Ausschuss für Eisenbeton“ dessen Hauptaufgabe ja im vergangenen Jahre der Abschluß der neuen Bestimmungen für Beton und Eisenbeton gewesen ist. An neuen Veröffentlichungen des Ausschusses stehen demnächst bevor: Heft 33, Versuche über den Gleitwiderstand verzinkten Eisens im Beton; Ergänzungsversuche zur Klärung der Beziehungen zwischen Formänderungswinkel und Biegemoment; desgleichen über die Widerstandsfähigkeit von Stoßverbindungen; Einfluß von Erschütterungen während des Abbindens und Erhärtens des Betons auf seine Festigkeit; weitere Brandversuche.

Sehr ausführlich ist in diesem Jahr der Bericht des wirtschaftlichen Ausschusses. Er verbreitet sich über die allgemeinen Wirtschaftsverhältnisse, die für die Beton-Industrie infolge des Krieges keine einfachen sind, wenn auch andererseits durch die mit dem Kriege im Zu-

sammenhang stehenden Bauten der Industrie Arbeit zugeführt worden ist. Natürlich gestalteten sich durch die fortschreitenden Einberufungen zum Heeresdienst die Betriebs-, Arbeiter- und Angestellten-Verhältnisse immer schwieriger. Um dem Arbeitermangel abzuwehren, der sich namentlich mit der Besserung der Beschäftigung in der zweiten Hälfte des letzten Jahres fühlbar machte, kam die Beschäftigung Kriegsgefangener, Heranziehung Kriegsbeschädigter oder ausländischer Arbeiter in Betracht. Eine befriedigende Regelung hat die Frage aber bisher noch auf keinem der drei Wege gefunden.

Berührt werden ferner Fragen der Sozial-Politik, namentlich die Reichs-Versicherungs-Ordnung, Angestellten-Versicherung (Versicherungspflicht der Poliere, Vorarbeiter, Schachtmeister), Haftpflicht-Versicherung. Ein weiterer Gegenstand der Behandlung gehört der Gewerbe-Politik an. Namentlich die Frage der Abgrenzung zwischen Fabrik bzw. Industrie und Handwerk, die Heranziehung der Mitglieder des Vereins zu Handwerkskammern und Zwangsinnungen hat den Ausschuss eingehend beschäftigt (vergl. das in No. 2 besprochene Buch von Dr. Wildner, Industrie und Handwerk mit besonderer Berücksichtigung der Beton-Industrie). Auch das Verdingungswesen hat den Ausschuss beschäftigt. Es war stellenweise sowohl gegen unbillige Anforderungen bei Ausschreibungen als gegen unlautere Unterbietungen usw. anzukämpfen. Fragen des Handelsrechtes waren namentlich bezüglich der Mängelrüge bei Zement-Abschlüssen und Lieferungs-Bedingungen für Zement zu entscheiden. Auch mit Fragen des Verkehrs- und Tarifwesens, ferner des Finanz- und Steuerwesens hatte sich der Ausschuss zu befassen, wobei namentlich gegen Doppel-Besteuerungen bei Ausführungen außerhalb der gewerblichen Niederlassung oder der Zweigniederlassungen anzukämpfen war. Trotz des Krieges ist also die Tätigkeit des Ausschusses eine sehr lebhaft und vielseitige gewesen. Der gedruckt vorliegende Bericht wurde noch durch mündliche Ausführungen z. T. ergänzt.

An geschäftlichen Angelegenheiten wurden die Abrechnung für 1915 und der Voranschlag für 1916 beraten und angenommen. Die Versammlung erklärt sich mit der Rückstellung von zus. 23000 M. für 1915 u. 1916 für Zwecke der Kriegsfürsorge einverstanden. Die satzungsgemäß vorzunehmende Neuwahl von 4 Vorstandsmitgliedern (Brenzinger, Freiburg, Kux, Breslau, Liebold, Holzwinden, Schwenk, Ulm) führte zur Wiederwahl. —

(Schluß folgt.)

Vermischtes.

Eine Entscheidung des preuß. Ministers der öffentlichen Arbeiten über die Behandlung von Konstruktionen aus umschnürtem Gußeisen. Bei der Ueberprüfung von Entwürfen für Säulen und Bogenbrücken aus umschnürtem Gußeisen wurden baupolizeilich wiederholt die Vorschriften für den gewöhnlichen Eisenbeton angewendet, wonach z. B. mit $\sigma_b = 40$ und $n = 15$ nur eine Druckinanspruchnahme des Gußeisens von 600 kg/qcm gestattet sein würde. Da diese Annahme den statischen Verhältnissen des umschnürten Gußeisenbetons nicht entspricht, wurde behufs Klarlegung dieses Punktes anlässlich eines von Dr.-Ing. H. Nitzsche in Frankfurt a. M. verfaßten Entwurfes von diesem der Regierungspräsident in Wiesbaden um eine grundlegende Entscheidung angegangen. Diese ist am 25. Januar d. J. gefällt worden und hat den folgenden Wortlaut:

„Nach der Entscheidung des Hrn. Ministers der öffentlichen Arbeiten können die Eisenbeton-Vorschriften auf die von Dr. von Emperger in Wien empfohlene Bauart mit umschnürtem Gußeisen keine Anwendung finden, weil diese Bauart von der bisher üblichen Eisenbeton-Bauweise in wesentlichen Punkten abweicht. Es muß daher den Baupolizeibehörden überlassen bleiben, zu prüfen, ob die Bedingungen für die Zulassung der genannten Bauweise gegeben sind und danach keine Bedenken gegen ihre Anwendung vorliegen. Diese haben, bevor sie einen nach der Emperger'schen Bauweise auszuführenden Bau genehmigen können, sich in jedem Falle für dessen Standesicherheit ausreichende Bürgschaft zu verschaffen. Zu diesem Zweck müssen sie Druckversuche mit Körpern vornehmen, die tunlichst den für den bestimmten Fall vorgeschlagenen Querschnitt aufweisen. Auch müssen sie noch besonders darauf achten, daß das Gußeisen die angegebene hohe Druckfestigkeit besitzt und außerdem in so gleichmäßiger Beschaffenheit wie es die Sicherheit des Baues an jeder Stelle erfordert, auch tatsächlich geliefert werden kann.“

Hiernach erübrigt sich also nun die Bezugnahme auf

den § 2 Abs. 2 der neuen Bestimmungen des „Deutschen Ausschusses für Eisenbeton“, welcher den Nachweis der Sicherheit des Bauwerkes als die wichtigste statische Aufgabe hinstellt. Die notwendige Sicherheit ist bei Säulen mit 4 bestimmt worden; im Eisenbetonbau findet sich das Bestreben, bis $3\frac{1}{2}$, bei Bögen sogar noch weiter herabzugehen.

Bei der von Dr. von Emperger angegebenen Berechnung*) von Druckgliedern aus umschnürtem Gußeisen wird eine Sicherheit der Konstruktion von mindestens 4 zugrunde gelegt; bei seinen Versuchen mit ganzen Bauteilen wurde eine solche bis 6 nachgewiesen. Emperger bestimmt die Tragfähigkeit eines Druckgliedes aus der Gleichung $P = F_b \sigma_b + F_g \sigma_g$, worin σ_b die Druckfestigkeit des Betonquerschnittes F_b und σ_g die Gußeisen-Würfel-Druckfestigkeit bedeutet. Letztere beträgt gewöhnlich 7500 kg/qcm und geht bei weichem Material bis 6000 kg/qcm herab, bei Gußstahl kann sie über 10 000 gesteigert werden.

Mit Rücksicht auf die Knickung sind diese Zahlen jedoch entsprechend abzumindern, so zwar, daß sich dann die

zulässige Inanspruchnahme des Gußeisens zu $\frac{6000 \text{ bis } 10000}{4(1 + 3x^2)}$

ergibt; das ist also $\frac{1500 \text{ bis } 2500}{1 + 3x^2}$, während für Flußeisen

der Wert $\frac{600}{1 + x^2}$ gilt.

Wenn man zunächst vom Einfluß der Knickung absieht, so besteht der grundsätzliche Unterschied zwischen Flußeisen und Gußeisen darin, daß das n zur Kennzeichnung der Spannungsverhältnisse zwischen dem Beton und der benachbarten Eisenerfaser bei Flußeisen unter zulässigen Lasten je nach der Betonbeschaffenheit, z. B. bei 180 kg/qcm Druckfestigkeit = 45 kg/qcm zulässiger Beanspruchung, etwa 10 beträgt und beim Bruch höchstens bis auf 15 anwächst, während bei Gußeisen einem kleinen n (etwa 7,5 im Anfang) ein Uebertragungsverhältnis von 32

*) Vergl. u. a.: Oesterr. Wochenschrift f. d. öf. Baudienst 1915 No. 11.

bis 56 beim Bruch gegenüber steht. Bei kürzlich an der Technischen Hochschule in Dresden ausgeführten Versuchen wurde mit frischem Beton sogar ein $n = 80$ nachgewiesen. Diese Versuche zeigten, daß ein hohes n unbedenklich ist, sofern nur die Stauchungen den Spannungs-Unterschieden entsprechen.

Die Knickung kann natürlich diesem Anwachsen des n und der Mitwirkung des Gußeisens ein vorzeitiges Ende bereiten.

Im Betonkalender 1916 II. Teil sind eine Formel und eine Tabelle für auf Knickung beanspruchte Säulen mitgeteilt; es zeigt sich darin der erhebliche Einfluß der Knickung.

Erfreulich ist, daß in der Entscheidung des Ministers als wichtigster Maßstab für die Güte eines Bauwerks nicht das Rechnungsergebnis, sondern der richtig angeordnete Versuch hingestellt wird. — N. —

Mit dem Verhalten von Portlandzement-Mörteln in verschiedenen Salzlösungen befaßt sich eine Arbeit von V. Rodt, ständig. Assist. d. Abt. f. allg. Chemie des kgl. Materialprüfungsamtes Berlin-Lichterfelde, die im 3. und 4. Heft des Jahrganges 1915 der „Mitteilungen“ dieses Amtes veröffentlicht ist. Sie wurde mit dem Zweck durchgeführt, einen Einblick zu geben über die Angreifbarkeit von Zementmörteln durch natürliche Wässer verschiedener Art. Es sind daher Zementkörper in Lösungen der betr. Salze gebracht und zwar in ruhende Flüssigkeiten, deren Gesamtmenge im Vergleich zum Inhalt der Mörtelkörper gering war, sodaß die Verhältnisse etwa denjenigen in feuchtem Boden ohne besondere Grundwasserströmung entsprechen. Verwendet wurden normgemäß hergestellte Zugfestigkeitskörper eines Zementes normaler Beschaffenheit und Lösungen von Natrium-, Kalzium-, Magnesium-Chlorid bzw. -Sulfat. Die Salzlösungen wurden mit Leitungswasser hergestellt, die Vergleichskörper auch in solchem gelagert. Dem Einfluß der Lösungen wurden die Mörtelkörper auf die Dauer eines halben Jahres ausgesetzt, bei den Sulfat-Lösungen z. T. noch länger. Festigkeitsuntersuchungen wurden nicht gemacht, vielmehr wurde der Einfluß der Lösungen auf die Körper einerseits nach deren Aussehen, anderseits durch die Bestimmung des Kalkgehaltes und der Alkalität der Flüssigkeit, in welcher die Körper gelagert waren, festgestellt. Der Mörtel war im Mischungsverhältnis 1:3 und 1:6 hergestellt; die Körper erhärteten unter verschiedenen Bedingungen; die Stärke der Lösungen betrug 0,1, 1 und 10 %. Umfangreiche Tabellen geben über den Einzelbefund Aufschluß. Die Untersuchung kommt zu dem Ergebnis, daß die Lösungen von Natrium-Chlorid und -Sulfat, von Kalzium- und Magnesium-Chlorid, sowie von Magnesium-Sulfat unter den gegebenen Versuchsbedingungen auf fetten Zementmörtel 1:3 nicht zerstörend einwirkten, während Kalziumsulfat die Möglichkeit einer Zerstörung in sich trägt. Bei mageren Mörteln 1:6 traten auch nur durch Sulfatlösungen, hier allerdings durchgreifende Zerstörungen ein. Bei einzelnen Versuchen beobachtete Treiberscheinungen zeigten kein gesetzmäßiges Verhalten und hatten meist nur eine örtliche Begrenzung. Die Chloride des Kalks und Magnesiums führten zu einer erhöhten Auslaugung von Aetzkalk aus der Zementsubstanz; das gilt namentlich für die konzentrierten Lösungen und die mageren Mörtel.

Die Untersuchungen bestätigen also im Allgemeinen die bisherigen Erfahrungen, z. T. sind die Ergebnisse günstiger als bei anderer Art der Versuchs-Durchführung. Es ist zu bedauern, daß sie nicht durch Festigkeitsprüfungen ergänzt worden sind. —

Genehmigung der neuen Bestimmungen für Ausführung von Bauwerken aus Eisenbeton und Beton in Preußen. Unter dem 13. Januar 1916 hat der preuß. Minister der öffentl. Arbeiten den nachstehenden Runderlaß ergehen lassen:

„Eure ... erhalten hierbei je ... Abdrucke der aus den Beratungen des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton hervorgegangenen, unterm heutigen Tage von mir erlassenen Bestimmungen a) für Ausführung von Bauwerken aus Eisenbeton, b) für Ausführung von Bauwerken aus Beton mit dem Ersuchen, dafür Sorge zu tragen, daß der Prüfung und Genehmigung von Bauvorhaben solcher Art an Stelle der unterm 24. Mai 1907 — III B 8. 239. I. A. — und 19. Juli 1909 — III. 1284 A. B., I D 12841 — ergangenen Vorschriften von jetzt ab — und zwar sowohl den privaten wie auch den Reichs-, Staats- und sonstigen öffentlichen Bauten gegenüber — die neuen Bestimmungen zugrunde gelegt werden.“

Dabei sind die Polizeibehörden anzuweisen, bei Erteilung der Bauerlaubnis zu Bauausführungen, bei denen Beton in Verbindung mit Eisen in der im § 1 der Bestimmungen bezeichneten Weise verwendet wird, durch Aufnahme einer entsprechenden Auflage in den Bauschein dem Bauherrn die genaue Erfüllung der Eisenbeton-Vor-

schriften ausdrücklich zur Pflicht zu machen. Bei Erteilung der Bauerlaubnis zu Bauwerken aus Beton ist entsprechend zu verfahren. Voraussetzung ist allerdings in jedem Falle, daß mit einer solchen Auflage polizeilichseits nicht mehr gefordert wird, als zur Erhaltung der öffentlichen Sicherheit und zur Abwendung einer dem Publikum drohenden Gefahr nötig ist (§ 10 Titel 17 Teil II des Allgemeinen Landrechts), und daß die Bestimmungen mit den Vorschriften des örtlichen Baurechts nicht in Widerspruch stehen.

Die Befolgung der Vorschriften ist, besonders auch während der eigentlichen Bauausführung, seitens der Polizeibehörden gewissenhaft zu überwachen. Soweit es den letzteren zur Ausübung der örtlichen Kontrolle, namentlich aber zur Ausführung der auf der Baustelle vorzunehmenden Versuche und Proben, an entsprechend vorgebildeten Organen fehlt, haben sich die Polizeibehörden die Mitwirkung geeigneter technischer Kräfte zu sichern. Mit Rücksicht darauf, daß den Polizeiverwaltern kleiner ländlicher Gemeinden nicht immer geeignete Persönlichkeiten bekannt sein werden, erscheint es zweckmäßig, wenn seitens der Regierungspräsidenten oder Landräte für die einzelnen Teile ihres Bezirkes technische Kräfte namhaft gemacht werden, an die sich gegebenenfalls die Polizeibehörden wenden können. Inwieweit die staatlichen Baubeamten in den Kreis der hiernach zu benennenden Sachverständigen einzubeziehen sind, muß ich Ihrem Ermessen überlassen. Die durch die Heranziehung von Sachverständigen entstehenden Ausgaben sind von den zur Tragung der Polizeikosten Verpflichteten zu bestreiten, denen es überlassen bleibt, sich — soweit das noch nicht geschehen ist — durch Einführung von Baupolizei-Gebühren einen entsprechenden Ausgleich zu schaffen.

Hinsichtlich der Prüfung schwieriger statischer Berechnungen verbleibt es bei den früher getroffenen Anordnungen.

Die Bestimmungen selbst enthalten den bislang maßgebenden gegenüber zum Teil sehr wesentliche Neuerungen, deren Beachtung von besonderer Bedeutung ist. Aus den Eisenbeton-Bestimmungen seien in dieser Beziehung ausdrücklich hervorgehoben die Vorschriften im § 5 Ziffer 4 (Vornahme der Kaltbiegeprobe an den Eisen), § 6 Ziffer 4 (Verwendung ausreichender Zementmengen zum Beton), § 16 Ziffer 10 (Mindestmaße der wirksamen Balken- und Deckenhöhen. — Massive Decken, welcher Art sie auch seien, sind, ebenso wie jeder andere Eisenbeton-Bauteil, in jedem Fall vor der Zulassung an der Hand der Bestimmungen rechnerisch auf die Festigkeit hin zu prüfen. —) § 18 Ziffer 2 (höhere Beanspruchung des Betons in Stützen und Bogen nur zulässig, wenn eine größere Würfelfestigkeit als 245 kg/qcm tatsächlich durch Versuche nachgewiesen) und § 18 Ziffer 5 (Bestimmungen bezüglich solcher Bauwerke, die starken Erschütterungen ausgesetzt sind).

Im übrigen bemerke ich zu den Eisenbeton-Bestimmungen noch das Folgende:

1. Der Erlaß vom 22. April 1913 — III. 2700. B. A., I 6 D 7624 —, betreffend die Beanspruchung des Eisens bei Eisenbetonbauten, tritt außer Kraft. Es gelten in dieser Hinsicht von jetzt ab, und zwar ohne Ausnahme für alle Eisenarten, die Vorschriften in den §§ 5 und 18. Die bezüglich einiger Eisenarten bislang bestehenden Vergünstigungen sind hiermit aufgehoben.

2. Der Erlaß vom 26. März 1913 — III. B. 8. 191. B. II, I D 5700 —, betreffend die Verwendung von Eisenportland-Zement zur Herstellung von Eisenbeton-Bauwerken des Hochbaues, tritt gleichfalls außer Kraft, nachdem die inzwischen angestellten Versuche ergeben haben, daß die Verwendung des Eisenportland-Zementes für den gedachten Zweck Bedenken nicht unterliegt.

Ueber die mit der Anwendung der Bestimmungen gemachten Erfahrungen sehe ich nach Ablauf von zwei Jahren Ihrem Berichte entgegen.“

Der Minister der öffentlichen Arbeiten. v. Breitenbach.
III B 8. 182. B. A. C. I 15 6 D. 17468. —

Durch den Erlaß werden also die vom „Deutschen Ausschuss für Eisenbeton“ bearbeiteten, in den No. 20–24 der „Mitteilungen“ v. J. veröffentlichten und besprochenen neuen Vorschriften unverändert angenommen. Es darf nunmehr erhofft werden, daß auch die anderen deutschen Bundesstaaten dem Beispiel folgen werden.

Abdrucke der Bestimmungen können vom Verlage der „Deutschen Bauzeitung“ bezogen werden. —

Inhalt: Eisenbetonarbeiten vom Bau der Hafenmühle T. Rienert, Dresden-Friedrichstadt. (Fortsetzung aus No. 2 statt Schluß.) — Von der 19. Hauptversammlung des Deutschen Beton-Vereins zu Berlin — Vermischtes. —

Verlag der Deutschen Bauzeitung, G. m. b. H., in Berlin.
Für die Redaktion verantwortlich: Fritz Eiselen in Berlin.
Buchdruckerel Gustav Schenck Nachflg. P. M. Weber in Berlin.

DEUTSCHE BAUZEITUNG

MITTEILUNGEN ÜBER ZEMENT, BETON- UND EISENBETONBAU

UNTER MITWIRKUNG DES VEREINS DEUTSCHER PORTLAND-
CEMENT-FABRIKANTEN UND DES DEUTSCHEN BETON-VEREINS

№ 5.

XIII. Jahrgang 1916.

Bogenbrücken aus umschnürtem Gußeisenbeton.¹⁾

Von Dr.-Ing. H. Nitzsche in Frankfurt a. M.

Das Eisen im Eisenbeton soll diesen gegen die Wirkung der Zugkräfte sichern. In den Anfängen des Eisenbetons sehen wir aber zunächst jene konstruktiven Lösungen bevorzugt, bei welchen der Zug nur eine nebensächliche Rolle spielt und welche daher in kleineren Abmessungen auch in reinem Beton ausführbar waren, wie z. B. Bogenbrücken, deren älteste Ausführung ein Durchlaß von 16,5 m Weite ist, der 1875 in Frankreich gebaut wurde. Zu größeren Spannweiten ging man erst nach dem Jahre 1890 in Deutschland und der Schweiz über (Ausstellungsbrücke in Hamburg 40 m, Straßenbrücke in Willedd 39 m Spannweite) und damit vollzog sich der Eintritt in den eigentlichen Brückenbau.

Diese vorsichtige Entwicklung und auch die Zurückhaltung beim Bau von Trägern erklärt sich durch die langsam reifende Erkenntnis der Wirkung des Eisens gegenüber den Zugkräften. Man muß sich diese Sachlage vor Augen halten, um die Bedeutung der Vorschläge Prof. Melans für den Bau von Bogenbrücken würdigen zu können, durch welche dem damaligen Bedenken gegen den Gebrauch von schlaffen Einlagen im Bogen Rechnung getragen wurde, indem der Betonbogen steife Eisen-Querschnitte erhielt, und so auch das erste Beispiel der Mitwirkung des Eisens auf Druck entstand.

Noch auf der Weltausstellung in Chicago 1894 fand sich der Beton als in den Vereinigten Staaten noch nicht anerkanntes Konstruktions-Material vor. Auf Grund dieser durch den Mangel an großen Zementfabriken erklärlichen geringen Verbreitung des Zementbaues und infolge des Fehlens erfahrener Arbeiter hielt von Emperger die Verwendung des Monierbogens in

Nordamerika zunächst für wenig aussichtsvoll und hat daher an verschiedenen Orten der Vereinigten Staaten den Bau von Melan-Bögen in Vorschlag gebracht, welche auch mit weniger geübten Arbeitskräften ausgeführt werden konnten. Nach Veröffentlichung eines diesbezüglichen Vortrages in den „Transactions A. S. C. E.“ 1894 über „Concrete-iron-higwaybridges“ gelang es ihm noch in demselben Jahre, im Edenpark in Cincinnati-O. einen Bogen von 70' = 21 m Spannweite und in Stockbridge-Mass. einen solchen von 100' = 30 m Spannweite in dieser Bauweise selbst auszuführen²⁾. Es sind dies die ersten Eisenbeton-Brücken in den Vereinigten Staaten, mit welchen der Eisenbeton Eingang in den amerikanischen Brückenbau gefunden hat.

Das technische Büro von Empergers in New-York, das später in die Hände seines Mitarbeiters Ing. W. Mueser überging, hat diese Anfänge weiter entwickelt und es wird

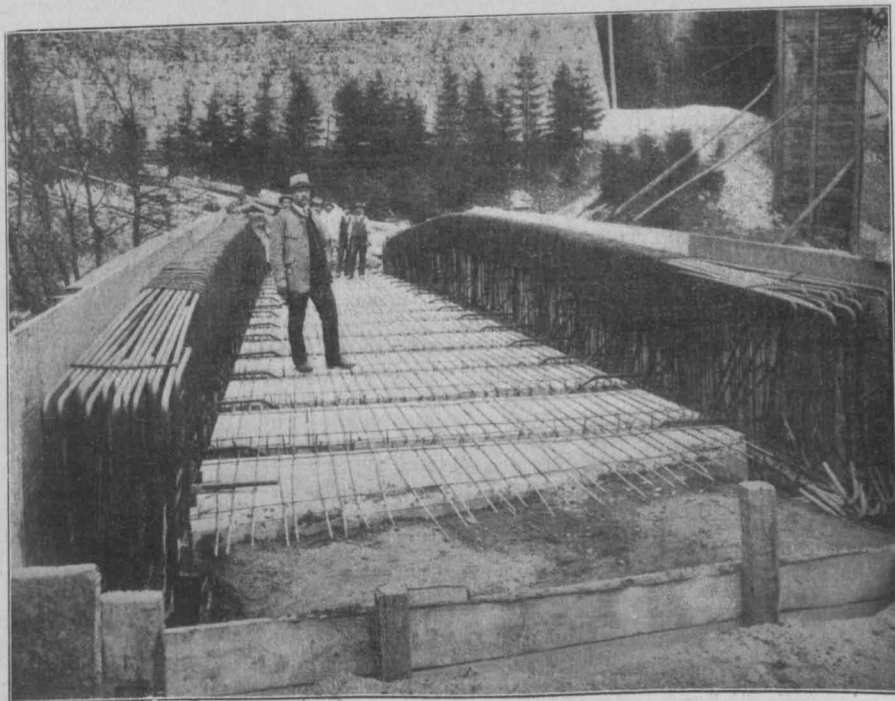
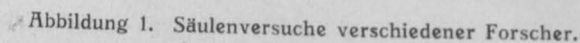


Abbildung 2. Eisenbeton-Balkenbrücke mit sehr dicht liegenden Eisen-Einlagen. (Eingestürzt infolge großer Stauchungen.)

¹⁾ Nach einem Vortrag von K. K. Ob.-Baurat Dr.-Ing. von Emperger aus den Vortragsveröffentlichungen des „International Engineering Congress“, San Francisco 1915.

²⁾ Siehe Beschreibungen in „Eng. News“ und „Eng. Record“ 1895.

Während bei den ersten Anwendungen des Eisenbetons die Druckfestigkeit des gewöhnlichen Betons als



Diese haben entweder die Tragfähigkeit

$$P = F_e \cdot \sigma_e + F_b \cdot \sigma_b, \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad 1)$$

worin σ_e die Fließgrenze des Eisens, σ_b die Prismenfestigkeit des Betons bedeuten, oder aber es kommt bei starker Umschnürung die Festigkeit des Kernes zur Geltung und es ist

Es ist ein weit verbreiteter Irrtum, zu glauben, daß bei einer nach der Gleichung 3)

nach der Gleichung 3)

$$P = \sigma_k \cdot F_k + 15 \sigma_a F_a + 30 \sigma_b F_u \quad \dots \quad 3)$$

$$\sigma_b \left(1 + 30 \frac{F_u}{F_u} \right) = 1,6 \sigma_b = 64 \text{ at}$$

Einen besonders deutlichen Aufschluß über die Lastverteilung geben die durch von Emperger mehrfach ermittelten Stauchungskurven (Abbild. 3a und b). Sie zeigen auch deutlich den Einfluß der Umschnürung auf Stauchungsfähigkeit und Betonfestigkeit. Ihr Verlauf ist

Für die richtige Ausnutzung des Eisens im Beton war es nötig, eine bessere Erkenntnis über das Zusammenwirken beider Stoffe unter Druck zu erlangen und die auf diese Weise erzielbare Tragfähigkeit zu ermitteln. Richtung

⁷⁾ Siehe Heft 28 der Berichte d. D. A. f. Eisenbeton oder „Beton u. Eisen“ 1915 S. 49.

gebend für diese neuere Erkenntnis waren die in Heft 8 der „Forscheraarbeiten auf dem Gebiete des Eisenbetons“ im Jahre 1908 niedergelegten Parallelversuche zwischen reinen Eisensäulen und denselben Säulen mit einem Beton Zwischenstück, z. B. Abb. 4a u. b. Diese Versuche⁹⁾ mit der sich anschließenden Reihe, bei der immer Eisensäulen allein und solche mit Betonkern geprüft wurden, ergaben mit voller Deutlichkeit, daß die Drucklast der einbetonierten Eisensäule das Ergebnis einer Summe der Festigkeiten des Eisen- und des Beton-Querschnittes sind. Wie von Emperger ausführlich nachgewiesen hat, steht dieses Ergebnis in keinem Widerspruch mit der Spannungsverteilung, welche von dem Verhältnis der Elastizitäts-Koeffizienten abhängig bleibt. Dieses ist unter zulässigen Lasten, bei denen noch keine bleibenden Stauchungen auftreten, etwa mit

$$n = \frac{E_e}{E_b} = \frac{2100000}{140000} = 15$$

anzusetzen.

Das besagt, daß bei notwendigerweise gleicher Stauchung und, wenn der Beton einen Druck von 40 at erhält, das in demselben eingeschlossene Eisen $15 \cdot 40 = 600$ at zu tragen haben wird.

Eine Klärung dieser Verhältnisse war bei Flußeisen deshalb schwierig, weil zufälligerweise auch das Verhältnis der Druckfestigkeiten beider Baustoffe dasselbe wie das der Elastizitätszahlen ist, indem das Verhältnis zwischen Fließgrenze und Druckfestigkeit mit

$$m = \frac{\sigma_e}{\sigma_b} \approx \frac{2600}{170} = 15$$

angesetzt werden kann, sodaß dieselbe Größe $n = m = 15$ für beide Rechnungen und Verhältnisse genügt hat, sofern man das durchschnittliche Elastizitäts-Verhältnis

$$n = \frac{2100000}{140000}$$

und die Betonfestigkeit (170 at für Prismen, 200 at für Würfel) in Betracht zieht. Aus diesem Umstande ersieht man, daß es ganz besonders geformter hochbewehrter Versuchskörper (wie Abbildg. 4) bedürfte, um die Richtigkeit der von Emperger'schen Theorie bei durch Flußeisen verstärkten Druckgliedern aus Beton nachzuweisen, nämlich, daß die Stauchungen schließlich zur Addition der Festigkeiten beider Baustoffe führen.

Streng wissenschaftlich läßt sich der Verlauf dieser Addition und ihr Zusammenhang mit dem geläufigen Verhältnis der Elastizitäten bei Vergleich von drei Baustoffen (wie z. B. hier) durch vier Versuche mit Stauchungsmessungen nachweisen, indem man die drei Stoffe des Verbundkörpers zunächst allein und dann als Ganzes untersucht. Die so ermittelten Stauchungskurven geben Gelegenheit, für dieselbe Stauchung Δl einmal den Kraftaufwand zu erfahren, welcher nötig ist, um die einheitlichen Körper um dieses Maß Δl zusammen zu drücken. Wir brauchen dann nur nachzusehen, ob dieselbe Stauchung beim Verbundkörper durch die Summe des für die Einzelstoffe erforderlichen Kraftaufwandes geschehen ist. Diesen Vorgang hat von Emperger wiederholt überprüft¹⁰⁾ und verweist außerdem, um eine andere ebenso objektive wie maßgebende Quelle anzuführen, auf die diesbezügliche Untersuchung¹¹⁾ des Geheimrats Prof.

Rudeloff, welcher hierbei eine Abweichung von 40 % gegen die rechnungsmäßige Addition nachgewiesen hat. Da aber nun Brucheigenschaften nie mit großer Genauigkeit festgestellt werden können, so muß dies als über-

Abbildung 3 a.

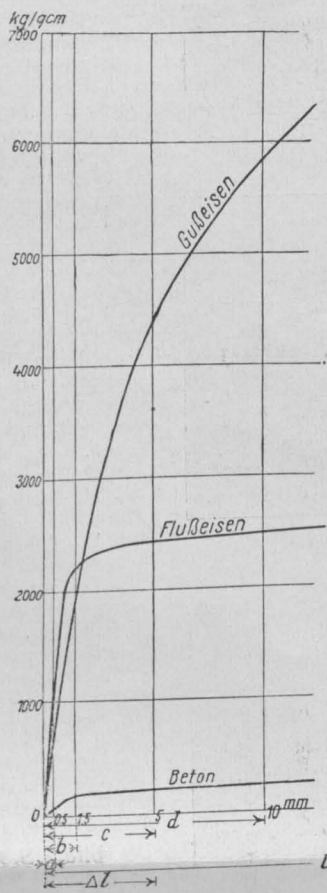
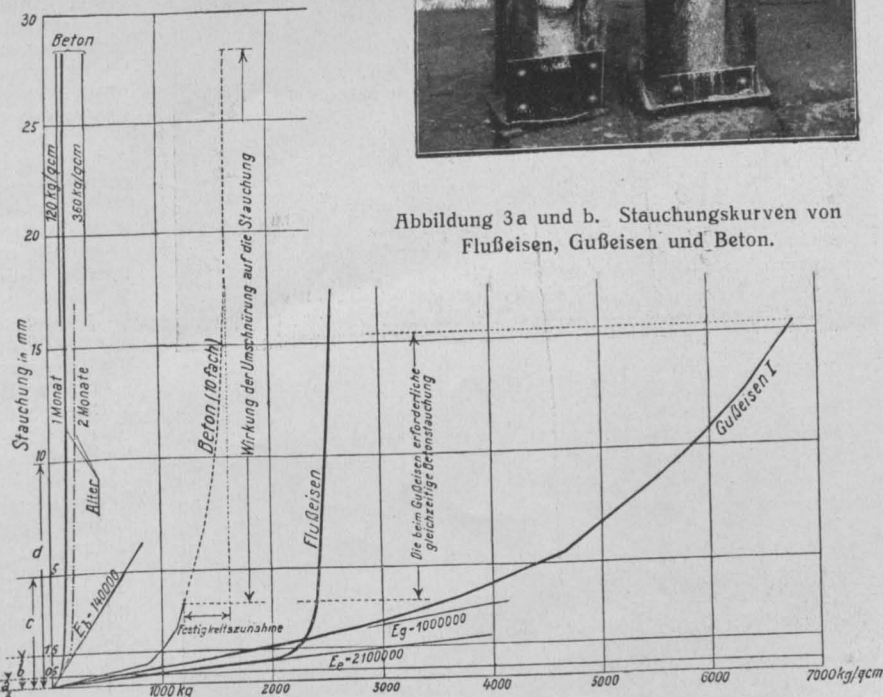


Abbildung 3 b.



(Aus „Neuere Bogenbrücken aus umschnürtem Gußeisen“. System von Emperger, Verlag Wilh. Ernst & Sohn in Berlin 1913).

Abbildung 4a und b. Stauchungs-Versuche mit aus □-Eisen hergestellten Säulen ohne (oben) und mit (unten) Betonkern.

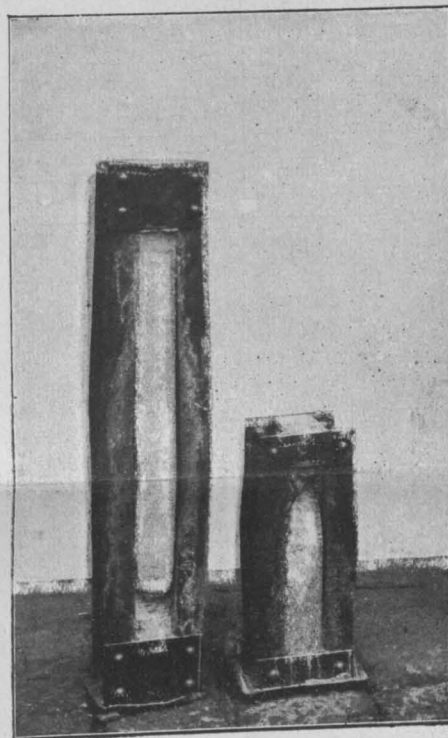
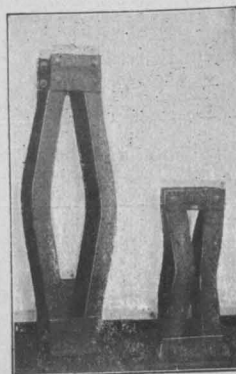


Abbildung 3a und b. Stauchungskurven von Flußeisen, Gußeisen und Beton.

zeugender Beweis gelten. Wir müssen uns nur von dem gewöhnlichen Gedanken ganz loslösen und werden dann

⁹⁾ Siehe bezügl. der Eisensäulen „Beton u. Eisen“ 1907 S. 102, 172; 1908 S. 96, 119, 148, 193.

¹⁰⁾ Beton und Eisen 1908 S. 309 und 1909 S. 137.

¹¹⁾ Heft 21 der Berichte d. D. A. f. Eisenbeton.

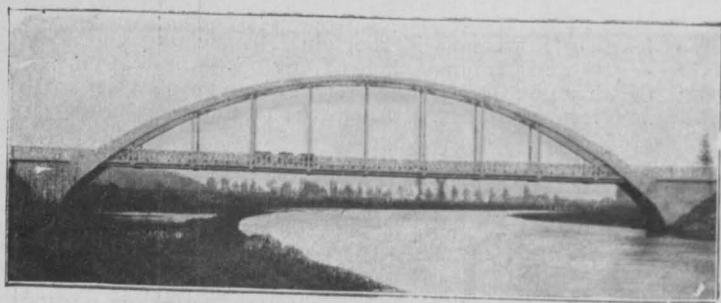


Abbildung 5. Brücke über den Main bei Bamberg (Unterleitersbach).



Abbildung 6. Brücke über die Obra in Kosten i. P.

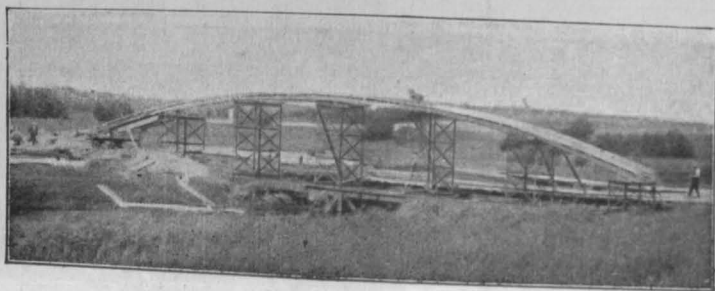


Abbildung 7 und 8. Eisernes Lehrgerüst der Persante-Brücke.



Abbildung 9. Persante-Brücke bei Köslin.

(Abbildung 5 aus „Beton und Eisen“ 1914, S. 180, 7 und 8 desgl. 1916.)

die durch von Emperger entwickelten Gesetze über die Addition der Festigkeiten ebenso selbstverständlich finden und jedenfalls als besser begründet erkennen, als wenn man die Elastizitäts-Verhältnisse des Anfangszustandes auf den Bruch mit seinen bleibenden Formänderungen bezieht, wo sie keine Geltung mehr haben.

Als einzige Voraussetzung muß beim Bruch zutreffen, daß derjenige Baustoff, dessen Festigkeit zuerst erschöpft wird, im Bruchzustand so große Stauchungen zeigt, daß auch der andere seine Bruchgrenze erreichen kann. Diese großen Stauchungen treten beim Flußeisen bekanntlich ein, während es noch die volle Festigkeit der Fließgrenze aufrecht erhält. Wir sind also in der Lage, wegen dieser Fließerscheinungen zur Festigkeit des Flußeisens auch hohe Betonfestigkeiten hinzuzurechnen. Sobald nun ein dritter Baustoff, das Gußeisen, hinzukommt, bedürfen wir eines Betons, dessen Stauchungsfähigkeit bis zum Eintritt der Ausnutzung der Gußeisenfestigkeit gesichert ist. Dieser Bedingung entspricht der gewöhnliche Eisenbeton nicht genügend. Wir müssen uns daher aus diesem (und anderem) Grunde des umschnürten Betons mit seiner großen Stauchungsfähigkeit bedienen und sind dann in der Lage, die Addition der Festigkeiten aller drei Baustoffe sicher zu stellen. Die Abb. 3b, S. 35 stellt die Stauchung eines Querschnittes dar, welcher zunächst nur Beton enthält und dann steigend mit 1% bis schließlich 100% Gußeisen bewehrt wurde.

Die so gewonnene Kenntnis hatte von Emperger benutzt, um für Eisenbeton eine Lösung zu schaffen, welche seiner Verwendung als Druckglied im Säulenbau oder beim Bogen neue Gebiete eröffnet und die sich in der Gleichung ausdrückt:

$$P = F_k \cdot \sigma_b \left(\frac{1 + F_u}{F_k} \right) + F_c 2600 + F_g \cdot \sigma_g \quad \dots 4)$$

Sowie man sich darüber klar ist, daß die Tragfähigkeit eines Verbundkörpers durch die Hinzuzählung der Druckfestigkeit der Eisenbewehrung zu jener des Betons bestimmt wird, ergibt sich der nahe liegende Schluß, daß das weiche Flußeisen mit der Fließgrenze 2600 at nicht genügend wirksam erscheint, und daß die Eisensorten mit hoher Druckfestigkeit, also in erster Linie das Gußeisen, welches wenigstens die dreifache Druckkraft von 7800 at zu übernehmen vermag, der geeignetste Stoff sind, um so mehr, als die Druckfestigkeit des Gußeisens ohne wesentliche Mehrkosten bis auf 10000 at gesteigert werden kann.

Es handelt sich nun darum, jene Vorkehrungen ausfindig zu machen, welche das Zusammenwirken zweier so verschiedener Körper bis zum Bruch sicher stellen. Hier sei unter Hinweis auf die erwähnten Bilder und Veröffentlichungen¹²⁾ nur noch hervorgehoben, daß das spröde Gußeisen innerhalb der Umschnürung sich krümmt, ohne zu brechen. Ein Bruch entsteht erst dann, wenn man mit der Belastung soweit geht, daß die Umschnürung platzt, also nach Ueberschreitung der Höchstlast.

Diese Untersuchungen wurden mit Unterstützung des Oesterr. Aussch. f. Eisenbeton i. J. 1911 in Angriff genommen und es sei an dieser Stelle auf die betreffenden Veröffentlichungen verwiesen¹³⁾. Auch bezüglich der theoretischen Behandlung dieser Fragen sei hier nur gesagt, daß die Rechnung sich auf Versuchstatsachen stützt und daß die in dieselben eingeführten Bruchspannungen in der gleichen Weise, wie oben beim Eisenbeton dargelegt, durch die Division mit einer Sicherheitszahl die zulässigen Spannungen ergeben. Wir erhalten demnach:

$$\sigma_b = 170 : 4 = 42,5 \text{ at}, \quad \sigma_g = 7200 : 4 = 1800 \text{ at},$$

$$m_o = \frac{7200}{170} = 42$$

Diese Zahl m_o für gewöhnliches Gußeisen erfährt einerseits eine Steigerung für Qualitäts-Gußeisen und anderseits durch die Knickung

¹²⁾ Beton und Eisen 1913 und „Neuere Bogenbrücken“ S. 62 Abb. 62, Oesterreichische Wochenschrift für den öffentl. Bauwesen, 1915 S. 163, 165.

¹³⁾ Heft 3 d. Berichte des Oesterr. A. I. Eb. (Spitzer).

eine bedeutende Herabminderung; diesbezüglich sei auf eine Veröffentlichung, welche diese Frage für Hochbau-säulen erörtert, verwiesen¹⁴⁾. Die Versuche mit Brücken-Querschnitten wurden im Jahre 1912 gelegentlich des Baues der Schwarzenberg-Brücke in Leipzig ausgeführt¹⁵⁾ und es steht eine abschließende Veröffentlichung gelegentlich des Baues einer Brücke in Breslau durch Hrn. Dr.-Ing. Trauer, Vorstand des dortigen Brückenbau-Büros, in Aussicht.

Es sei noch weiterhin einleitend betont, daß die Verwendung des umschnürten Gußeisens bei Bogenbrücken die Zusammenfassung der Kräfte in einzelne Rippen bedeutet und daß selbstverständlicher Weise die Verwendung eines so druckfesten Baustoffes nur dort zweckmäßig sein kann, wo entsprechend große Kräfte dies rechtfertigen. Dementsprechend kommen für umschnürtes Gußeisen nur Brücken von größerer Spannweite oder aber für große Belastungen in Frage, d. h. also solche, bei denen die Breite oder die Belastung die entsprechende Vorbe-

dingung liefern. In allen jenen Fällen, in welchen die Kräfte durch einen gewöhnlichen Eisenbeton-Querschnitt in brauchbaren Abmessungen aufgenommen werden können, ist kein wirtschaftlicher Grund vorhanden, von der bestehenden Praxis abzugehen, jedoch können selbst in solchen Fällen architektonische Erwägungen zugunsten einer Brücke aus umschnürtem Gußeisen entscheiden.

Der hierbei in Betracht kommenden äußeren Erscheinung diene der Vergleich der Abbildungen 5 und 6. Die erstere zeigt eine Brücke in gewöhnlichem Eisenbeton über die Obra bei Kosten von 22 m Spannweite; Abbildung 6 ist eine Straßenbrücke aus umschnürtem Gußeisen von 53 m Spannweite. Der Bogen im ersten Fall hat dieselbe Höhe wie etwa das Gelände, während die $2\frac{1}{2}$ -fache Spannweite der zweiten Brücke nur die halbe Stärke des Bogens benötigt. Wie ersichtlich, haben letztere Brücken ganz den leichten Charakter von Eisenbögen. — (Schluß folgt.)

¹⁴⁾ Oesterr. Wochenschrift f. d. öffentl. Baudienst 1915 N. 11 (Schreyer).
¹⁵⁾ „Neuere Bogenbrücken“ Berlin 1913.

Eisenbetonarbeiten vom Bau der Hafenmühle T. Bienert, Dresden-Friedrichstadt.

Entwurf und Ausführung der Firma Johann Odorico (Inhaber Ingenieur R. Wortmann) in Dresden.

Von Ober-Ingenieur Dipl.-Ing. H. Marcus. (Schluß.)

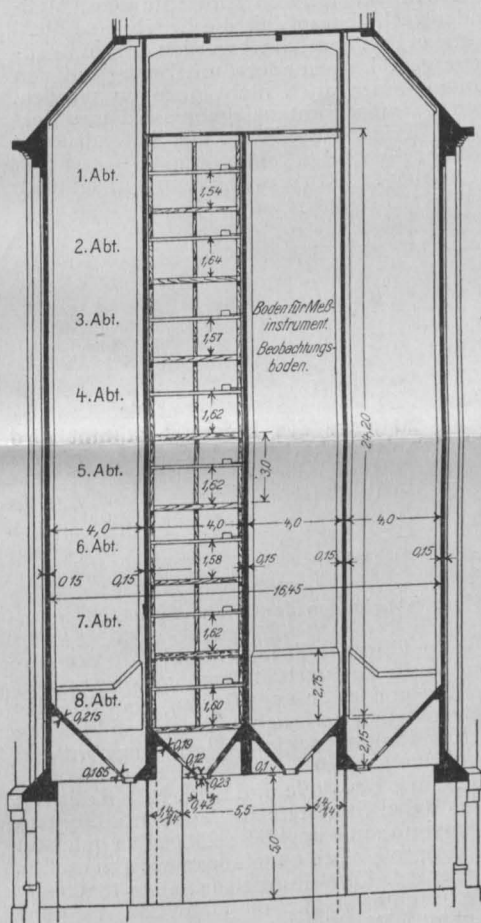
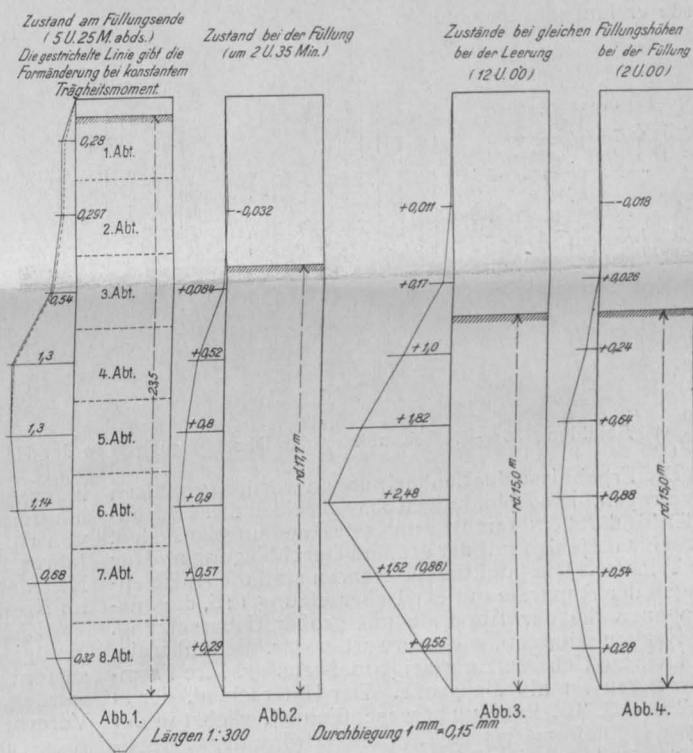


Abbildung 34 (links). Querschnitt durch das Silo-Gebäude mit Angabe der für die Messungen eingebauten Böden.

Abbildung 36 (unten). Formänderungsbilder des Längsschnittes der Silozellen.



Nach Fertigstellung und Inbetriebsetzung der Siloanlage hat Herr Ingenieur Wortmann, Inhaber der Firma Odorico, ungeachtet der erheblichen Kosten, beschlossen, die Gelegenheit zu benutzen und eine Messung der seitlichen Durchbiegung der Zellenwände vorzunehmen und aus deren Ergebnis zu versuchen, einen Rückschluß auf die Größe und den Verlauf des Seitendruckes zu gewinnen. Zur Messung wurde eine mittlere Zelle gewählt, deren Trichtermündung nur um etwa $\frac{1}{9}$ der halben Lichtweite der Zelle exzentrisch ist. Es war beabsichtigt, die Messungen auch in den seitlichen Zellen mit exzentrischen Ausläufen vorzunehmen, doch mußte dies unterbleiben, da die Apparate nur kurze Zeit zur Verfügung standen. Man stellte sich nur die Aufgabe, die größten wagrechten Formänderungen in verschiedenen Höhen sowohl bei der Füllung, als auch bei der Entleerung der Zellen zu messen. Ferner sollte ebenso der Einfluß einer plötzlichen Öffnung der Schieber untersucht werden.

In den angrenzenden Zellen wurden Beobachtungsböden derart eingebaut, daß 8 gleich hohe Abteilungen (in der Abbildung 34 von oben nach unten mit 1—8 be-

zeichnet) entstanden. In der Mitte jeder Abteilung wurde die Unterlagen für die Meßapparate angeordnet. Selbstverständlich wurden die Böden so eingebaut, daß die elastische Formänderung der zu beobachtenden Wand in keiner Weise behindert werden konnte. Mit ihnen standen die Unterlagen für die Meßapparate in keinerlei Zusammenhang, sodaß sie von ihnen nicht beeinflusst werden konnten.

Als Meßapparate wurden vierzehn Leuner'sche Biegemessmer von der Generaldirektion der kgl. S. Staats-Eisenbahnen in freundlicher Weise zur Verfügung gestellt. Neun davon hatten ein Vergrößerungsverhältnis von 1 : 5, die übrigen ein solches von 1 : 132 bis 1 : 143. Das Verhältniß 1 : 5 war bei den zu erwartenden zum Teil sehr geringen Durchbiegungen etwas ungünstig, da schon die Stärke des Bleistiftstriches eine große Unsicherheit hereinbringt. Der Uebersetzung von 1 : 132 dagegen waren die kleinen anfänglichen Durchbiegungen günstiger, doch ergaben sich auch bei dieser Uebersetzung gewisse Nachteile. Da der Ausschlag für die größte zu erwartende Durchbiegung von 2 mm etwa 26,5 mm beträgt und der Papierstreifen, auf welchem die Aufzeichnungen stattfinden, nur eine Breite von 8 cm hatte, so war ein öfters

Einstellen der Apparate nötig, was zu gewissen Ungenauigkeiten führen konnte. Aus diesem Grunde wurden paarweise in jeder Abteilung die Apparate eingesetzt und je einer mit der kleinen und einer mit der größeren Uebersetzung aufgestellt, sodaß sich die Messung ergänzen und in jedem Falle ein richtiges Ergebnis liefern konnte.

Es war anzunehmen, daß für die kleineren Durchbiegungen die Apparate mit der großen Uebersetzung, für die größeren dagegen diejenigen mit kleinerer Uebersetzung genauere Ergebnisse haben würden. Da die Apparate paarweise angebracht wurden, so sind die Messungen nicht ganz in der Mitte, sondern je 15 cm von der Mitte seitwärts vorgenommen worden. Es wurden eiserne Oesen und Haken in die Wand eingepist und an ihnen die Führungsstangen und Drähte der Apparate befestigt. *)

Die Beobachtungen begannen am 24. März 1914. Zunächst wurden die Apparate nochmals nachgesehen. Um 9 Uhr 20 Min. früh begann die Füllung und sie dauerte mit zwei kleinen Unterbrechungen von je 8 Minuten und einer Pause von 45 Min. bis 5 Uhr 25 abends, somit rd. 7 Std. 5 Min. Während dieses Zeitraumes wurden ungefähr alle $\frac{3}{4}$ Stunden Ablesungen vorgenommen, im ganzen 10 Ablesungen für jeden Apparat. Ueber Nacht blieb die Zelle gefüllt, die Apparate blieben in Tätigkeit, damit etwaige Änderungen in der Durchbiegung festgestellt werden konnten. Am nächsten Tage, um 9 Uhr 10 morgens, begann die Leerung, und sie dauerte ohne Unterbrechung bis 4 Uhr 21 abends, wobei die Ablesungen in gleicher Weise wie am Tage vorher vor sich gingen. Während der Zeit wurden zwei Schieberschließungen vorgenommen, und zwar wurde um 10 Uhr 20 und 2 Uhr 21 der Schieber rasch geschlossen und bis 2 Uhr geschlossen gehalten. Um 11 Uhr 24 wurde er langsam geschlossen.

im lotrechten Schnitt in bestimmten Füllungs- und Entleerungsstadien. Fig. 1 zeigt den Verlauf der Durchbiegungen bei vollendeter Füllung im Zustand der Ruhe. Die Kurve hat eine gewisse Ähnlichkeit mit dem Verlauf der Seitendruck-Verteilung in den Silozellen nach der Berechnung von Jansen, mit dem Unterschiede, daß sowohl nach den Siloboden, wie nach der Silodecke zu eine Abnahme auf Null stattfindet. Diese Abnahme läßt sich als Wirkung der starken Einspannung der Wände im Siloboden, sowie in den darunter befindlichen starken Unterzügen erklären und zeigt, daß die lotrechten Verteilungsstäbe hier ebenfalls wie bei einem Wasserbehälter, wenn auch nicht in so hohem Maße, ihre Wichtigkeit haben. Fig. 2, welche den Zustand bei teilweiser Füllung wiedergibt, zeigt die bereits erwähnte Erscheinung des Auftretens von negativen Momenten im oberen Teil der Wand. Auch das deutet auf den Zusammenhang mit der Decke und auf die Biegungs-Festigkeit der Wände in lotrechtem Sinn. Bei der Leerung war eine beträchtliche Steigerung der seitlichen Durchbiegung, somit eine Zunahme des Seitendruckes bemerkbar, was die von Hrn. Hofrat Ing. Pleissner für diesen Bau vorgeschriebene Annahme doppelten Seitendruckes im Zustand der Ruhe rechtfertigt.

Zu allen diesen Beobachtungen soll aber bemerkt werden, daß bei den verfügbaren Einrichtungen, Meßapparaten und der verfügbaren Zeit die Ergebnisse nicht als unbedingt einwandfrei bezeichnet werden dürfen. Weitgehende Folgerungen, insbesondere mit Bezug auf den Seitendruck, sollen daher auch nicht gezogen werden. Immerhin mögen die interessanten Ergebnisse dieses Versuches Einiges zur Klärung der Frage des Seitendruckes bei Getreide in Silozellen beigetragen haben. —

Um zu den Bauten selbst zurückzukommen, sei noch

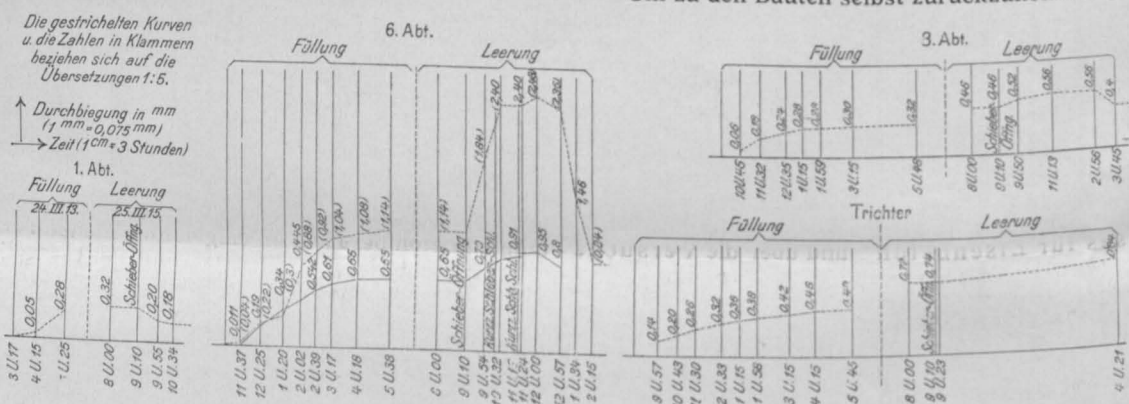


Abbildung 35a—d. Schaubilder der Durchbiegungen in der Höhe einzelner Abteilungen der Abbildung 34.

Die Ergebnisse der Beobachtungen wurden graphisch aufgetragen. Die Abbildungen 35a—d zeigen diese Schaubilder für die oberste und die unterste Abteilung der Zellen, sowie für diejenige mit der größten Durchbiegung und für den Trichter. Die punktierten Kurven sind die Aufzeichnungen der Apparate mit der Uebersetzung 1 : 5, die ausgezogenen die der Apparate mit großer Uebersetzung. Die Kurven stimmen, wie zu erwarten war, nicht überein. Die kleinere Uebersetzung zeigt meistens größere Formänderungen an als die große. Der Unterschied, der in der 2. und 3. Abteilung nicht wesentlich ist, wächst in der 4. und 5. Abteilung bis zu 27% und wird in der 6. Abteilung so groß, daß eine Störung in dem Apparat mit großer Uebersetzung anzunehmen ist. Wie anfangs erwähnt wurde, dürften aber die Apparate mit großer Uebersetzung nur bei den anfänglich kleineren Durchbiegungen maßgebend sein, bei den großen dagegen die mit kleiner Uebersetzung.

Bemerkenswerte Ergebnisse dieser Probelastung sind:

1. Bei der Entleerung, also bei bewegten Getreidemassen entstand eine wesentliche Vergrößerung der seitlichen Durchbiegung, d. h. des Seitendruckes, was also mit den Pleissner'schen Versuchen übereinstimmt.

2. Sowohl bei der Füllung als auch bei der Leerung entstanden im oberen Teil der Silowand (2. Abt.) negative Momente. Dies dürfte auf die Biegungsbeanspruchung im lotrechten Schnitt deuten.

3. Bei raschem und langsamem Schließen der Schieber ließen sich ebenfalls, wenn auch unbedeutende Schwankungen erkennen.

Die Abb. 36, Fig. 1—4, S. 37, zeigen die Formänderungen

*) Die Beobachtungen bei der Probelastung und die Ausarbeitung ihrer Ergebnisse sind im Auftrage der Firma von Dr. N. Assam, Dipl.-Ing. der Firma Odorico, z. Zt. im Felde, gemacht worden. Die obigen Notizen sind dieser Ausarbeitung entnommen worden und von dem Verfasser des Vorliegenden ergänzt. Die ausführliche Darlegung der gemachten Beobachtungen sollen einer späteren Veröffentlichung vorbehalten bleiben.

bemerkt, daß die ausführende Firma Odorico diese umfangreichen Bauten in der verhältnismäßig kurzen Zeit von rd. 12 Monaten und zwar vom Anfang bis Ende des Jahres 1913 fertigzustellen vermochte. Nur noch kleinere Nebenarbeiten, Aufräumarbeiten, Einfriedigung usw. wurden im April 1914 zu Ende geführt.

Einige Zahlen über Baustoffe und Erdarbeiten dürften genügen, um das dabei Geleistete in das rechte Licht zu setzen: An Erdaushub sind ungefähr 25000 cbm geleistet worden, wovon ein großer Teil abgefahren werden mußte. Verarbeitet wurden rd. 1500 t Rundeisen, etwa 18000 cbm Kies- und Schottermaterial und ungefähr 550 Waggons zu 10000 kg Zement. Die Zahl der bei den Beton- und Eisenbetonarbeiten beschäftigten Arbeiter betrug bis zu 400 Mann.

Das Gelingen solcher umfangreichen Arbeiten innerhalb der gesetzten Frist ist ohne gute Disposition, welche schon von der Spitze ausgehen muß, sicher nicht möglich. Hier war es in erster Linie der Bauherrschaft Firma Bienert und deren Vertreter, Hrn. Hofrat Ing. Pleissner, zu verdanken, dem die Oberleitung der gesamten Bauausführungen und maschinellen Einrichtungen anvertraut war.

Die äußere Ausgestaltung, zum Teil auch die innere Ausbildung, so bei den schon erwähnten Treppenhäusern, rührt von den Architekten Lossow & Kühne her, denen es, wie die Ansichten des Baues zeigen, gelungen ist, den schönen und interessanten Anblick, den die Stadt Dresden an der Elbe bietet, zu bereichern.

Die Ausführung sämtlicher Erd-, Beton- und Eisenbetonarbeiten sowie der größte Teil der Maurerarbeiten waren der Firma Johann Odorico Inh. Ing. R. Wortmann, Dresden, übertragen, der auch die Bauleitung des Rohbaues, desgleichen die Anfertigung sämtlicher Entwürfe, Zeichnungen und statische Berechnungen sämtlicher Beton- und Eisenbeton-Konstruktionen oblag. —



in Antrag des Vereinsvorstandes auf Abänderung des Wortlautes der Schiedsgerichts-Ordnung des Deutschen Beton-Vereins bildete einen weiteren Punkt der Tagesordnung. Er verfolgte einerseits den Zweck, die Schiedsgerichts-Ordnung in Einklang zu bringen mit einigen geänderten Bestimmungen in den Vereinssatzungen und andererseits einige Engherzigkeiten zu beseitigen, sodaß die Schiedsgerichts-Ordnung in weitesten Kreisen — auch außerhalb des Vereins — in Anwendung gebracht werden kann. Das erstrebte Endziel ist ja, daß diese Schiedsgerichts-Ordnung die Grundlage bilden möge für eine, z. Zt. von den großen technischen Verbänden beratene Schiedsgerichts-Ordnung. Die wichtigsten Änderungen betreffen die §§ 3 und 6, welche sich auf die Organisation des Schiedsgerichts und die Vertretung der Parteien beziehen. Nach § 3 war bereits zugelassen, daß zum Obmann des Schiedsgerichts auch eine außerhalb der Sachverständigenliste des Vereins stehende Persönlichkeit (z. B. Rechtskundiger, Chemiker, Kaufmann) sein könne, während jetzt die Bestimmung vorgeschlagen ist, daß auf Verlangen einer Partei zum Obmann ein zur Ausübung des Richteramtes befugter Jurist zu wählen ist. In § 6 war bisher die Vertretung der Parteien vor dem Schiedsgericht „durch Rechtsanwälte oder durch andere Personen, die gewerbsmäßig fremde Rechtsangelegenheiten besorgen, ausgeschlossen“. Diese Bestimmung ist gestrichen, in Zukunft also die Vertretung durch solche Personen zugelassen. Die übrigen Änderungen wollen eine Beschleunigung des Verfahrens sichern oder sind formeller Natur. In der Gebührenordnung, die sich bisher auf die „Gebührenordnung der Architekten und Ingenieure“ v. J. 1901 bezog, ist entsprechend der neuen Gebührenordnung für Zeugen und Sachverständige der Satz für die Stunde von 5 auf 6 M. heraufgesetzt für die Entschädigung der Schiedsrichter. Die Änderungen wurden sämtlich angenommen. Nach den Ausführungen des Vorsitzenden hat sich die Schiedsgerichts-Ordnung im übrigen gut bewährt und ist in zahlreichen Fällen zur Anwendung gekommen.

Die auf der Tagesordnung stehenden besonderen Berichte über die Arbeiten des „Deutschen Ausschusses für Eisenbeton“ und über die Versuche mit Kontrollbalken unterblieben unter Hinweis auf das im Geschäftsbericht gesagte. Das gilt auch hinsichtlich der Arbeiten des Moor-Ausschusses und des Ausschusses zur Untersuchung der Verwendbarkeit von Hochofenschlacke zu Betonzecken. Die bisherigen Ergebnisse sind noch nicht als abschließende zu betrachten, entziehen sich daher der Veröffentlichung.

Den einzigen Vortrag der Tagung hält darauf der Syndikus des wirtschaftlichen Ausschusses Dr. Wildner, Dresden, über „Deutschlands Wirtschaftsleben in und nach dem Kriege.“ Die von der festen Zuversicht getragenen, interessanten Ausführungen des Redners, daß Deutschland auch in wirtschaftlicher Beziehung durchhalten und nach dem Kriege sein Wirtschaftsleben weiter entwickeln werde, gaben zunächst ein Bild von der wirtschaftlichen Stellung und Kraft Deutschlands und seinem Anteil am Welthandel vor dem Kriege, schilderten dann die durch den Krieg geschaffenen völlig veränderten Verhältnisse, denen sich unsere Industrie überraschend schnell anzupassen wußte, sowie die zahlreichen kriegswirtschaftlichen Maßnahmen und Neuorganisationen des Reiches, behandelte die Frage unserer Handelsbilanz, den Stand unseres Geldwertes usw. sowie die Maßnahmen, um einer weiteren Verschlechterung vorzubeugen, die namentlich auch in der Beschränkung auf die eigenen Erzeugnisse des Landes bestehen, hob die feste Stellung unserer Reichsbank und die Verbesserung ihrer Golddeckung hervor, ging dann auf die Fragen des Hypotheken- und Taxewesens, auf die Aufgaben des Verkehrswesens und die Bestrebungen zur Schaffung eines mitteleuropäischen Wirtschaftsgebietes ein, streifte die Frage des Bildungswesens, dem nach dem Kriege neue Aufgaben erwachsen, und schloß mit einem Ausblick in die wirtschaftlichen Fragen der Zukunft, wenn Deutschland nach dem Kriege wieder in den Weltwettbewerb eintritt, von dem auch England uns nicht dauernd ausschließen kann. Der Vortrag wurde mit großem Beifall aufgenommen.

Eine Aussprache allgemeiner Art wurde nach diesem Thema von der Versammlung nicht beliebt, eine Anfrage wegen der neuen Bestimmungen für Eisenbeton weiterer Beratung im Vorstande vorbehalten. Der Vorsitzende konnte dann die Versammlung, die er mit einem

Ueberblick über die augenblickliche Lage Deutschlands im Weltkampfe eröffnet hatte, mit einem Hinweis auf die erfreulichen Aussichten schließen, welche die bei Verdun in Vorbereitung befindlichen großen Ereignisse erhoffen ließen. —

Zum Schluß seien noch einige Mitteilungen gemacht über die schon erwähnten, in Biebrich a. Rh. durch die A.-G. Dyckerhoff & Widmann für den „Deutschen Beton-Verein“ ausgeführten, Beton-Prüfungen zur Feststellung der Festigkeits-Unterschiede bei wechselndem Sandgehalt der Zuschlagstoffe von erdfeuchtem, weichem und flüssigem Beton, über welche die zahlenmäßigen Ergebnisse der 28- und 45-Tage-Proben, z. T. auch der 90-Tage- und Halbjahrs-Proben vorgelegt werden konnten. Sie sind durchweg an Würfeln mit 30 cm Kantenlänge ausgeführt worden. Verwandt wurde Rheinkies-sand und Isarkies-sand in verschiedenen Mischungen, teilweise mit Zusatz von Basaltsand und -Splitt, oder von letzterem allein. Es kamen ferner 2 Portland-Zemente zur Verwendung, von denen der eine nach der Normenprobe in der Mischung 1:3 bei Wasserlagerung 391, bei kombinierter Lagerung 414 kg qcm Druckfestigkeit nach 28 Tagen zeigte, der andere 369 und 396 kg. Der Beton wurde von Hand gemischt. Nach der Körnung wurden unterschieden Rhein- bzw. Isarsand von 0—7 mm, Kiessteine von 7—15 und 15—25 mm Korngröße. Das Kiessteingemisch wurde aus 35% der feineren und 65% der gröberen Körnung zusammengesetzt. Die für die Beton-Herstellung benutzten Kiessand-Gemische wurden aus 70 auf 30, 60 auf 40, 50 auf 50 Gew.-Teilen Sand und Kiessteingemisch obiger Art zusammengesetzt. Die Basaltzuschläge bestanden aus Basaltsand von 0—7 mm und -Splitt von 7—25 mm Korngröße, das Basaltgemisch aus je 50 Gew.-Teilen beider Körnungen. Die Mischungen aus Kies und Basalt wurden aus je 1 Raumteil beider Stoffe zusammengesetzt, wobei das Kiessand-Gemisch teils aus 50:50, teils aus 70:30 Sand und Kiesgemisch bestand. Abweichende Verhältnisse zeigten nur die Mischungen aus Kiessand mit reinem Basaltsplitt (ohne Basaltsand). Hier wurden zu 70 Rt. Kiessand-Gemisch (aus 80 + 20, 70 + 30, 60 + 40 Teilen) je 30 Rt. Basaltsplitt hinzugefügt.

Von diesen Gemischen zeigen die aus Rheinkies-sand mit dem Wassergehalt, den sie im Zustand der Verarbeitung zu Beton besaßen, im eingefüllten Zustand ein Hektolitergewicht, das zwischen 185 und 186,3 kg schwankt. Der Zusatz von Basaltgemisch erhöhte dieses Gewicht nur unwesentlich. Erheblich schwerer sind die Isarkies-sand-Gemische, die 206,5—208,6 kg/hl wogen und durch Hinzufügung von Basalt auf 192,1—194,1 kg/hl sanken. Der Dichtigkeitsgrad ist für die trockenen Gemische der Zuschlagstoffe im eingerüttelten Zustand ziemlich gleichbleibend und bewegt sich zwischen 0,83—0,84. Nur für die Rheinkies-sand-Gemische mit Basaltzusatz sinkt die Zahl etwas, für Zusatz von reinem Basaltsplitt auf 0,78.

Der Beton selbst ist im Verhältnis 1:4 (350 kg Zement auf 1 cbm Zuschlagstoffe), 1:5 (280 kg Zement) und 1:6 (233,3 kg Zement) für die Rheinkies-sand-Gemische und in 1:5 allein für die Isarkies-sand-Gemische zusammen gesetzt worden. Das Gewicht von 1 cbm Beton nach 28 Tagen lag für die Rheinkies-sand-Mischungen zwischen 2200 und 2350 kg und stieg auf 2400 bei den Basaltzuschlägen. Für Isarkies-sand-Gemische (mit gleichbleibendem Zementzusatz von 280 kg/cbm) liegen die Gewichte für Kiessand allein zwischen 2420 und 2520 kg, für Basaltzuschlag etwas niedriger. Der Wassergehalt der Betonmischungen schwankt natürlich für die verschiedenen Mischungsverhältnisse. Untersucht wurden 4 Grade: erdfeucht, weich und zwei Grade der Flüssigkeit. Für Mischung 1:4, Rheinkies-sand, 350 kg Zement war der Wassergehalt dann z. B. 7,4; 9,7; 12,6 und 13,5 %.

In den nachstehenden beiden Tabellen sind aus dem umfangreichen Zahlenmaterial der Versuchsergebnisse die Festigkeiten nach 28 und 45 Tagen für die reinen Kies-sandgemische zusammen gestellt. Der Vergleich der Festigkeiten für Isarkies und Rheinkies zeigt für den ersteren erheblich höhere Festigkeiten bei demselben Zementgehalt (trotz der etwas geringeren Güte des Zements) und bei demselben Dichtigkeitsgrad der Mischungen. Beide Tabellen lassen ferner den starken Einfluß hohen Wassergehaltes der Mischungen, auf die Herabminderung der Würfel Festigkeit erkennen. Sie zeigen ferner beide die höchsten Festigkeiten für diejenigen Mischungen, in denen das Verhältnis von Sand zu Kiesgemisch 1:1 ist. Ein Vergleich der Mischungen mit verschiedenem Zementzusatz zeigt, daß bei gleichem Verhältnis der Korngrößen der Zuschläge der höhere Zementzusatz natürlich die höhere Festigkeit ergibt, daß

Tabelle I. Betonmischungen mit Rheinkiesand-Zuschlägen:

Mischung	Zement- gehalt kg	Erdflecht Alter Tage	Weich		Flüssig A		Flüssig B	
			28	45	28	45	28	45
1:4	350	—	—	—	—	—	—	—
70+30	Sand u. Kies in Gew.-Tl.	233	261	172	196	143	157	120
60+40		—	—	—	—	163	173	143
50+50		310	336	255	282	164	191	166
1:5	280	—	—	—	—	—	—	—
70+30	Sand u. Kies in Gew.-Tl.	170	191	113	133	90	114	84
60+40		206	231	132	151	101	119	114
50+50		264	291	199	222	136	162	127
1:6	233,3	—	—	—	—	—	—	—
70+30	Sand u. Kies in Gew.-Tl.	140	162	90	119	72	87	76
60+40		—	—	—	—	95	110	81
50+50		206	234	160	203	107	115	110

Tabelle II. Betonmischungen mit Isar-Kiesand-Zuschlägen:

1:5	280	—	—	—	—	—	—	—
70+30	Sand u. Kies in Gew.-Tl.	280	304	219	236	147	156	—
60+40		290	303	236	241	167	185	—
50+50		312	321	266	283	186	205	—

aber bei entsprechender Wahl der Korngrößen die Betonmischungen mit geringerem Zementzusatz sogar nicht unerheblich höhere Festigkeiten erhalten können, als die mit höherem Zementzusatz. (Tabelle I, Vergleich zwischen 350 kg Zement bei Zuschlag von 70 Kies zu 30 Sand und von 280 kg Zement bei 50 Kies zu 50 Sand usw.). Aus diesen Gründen ist auch die vom „Deutschen Beton-Verein“ bekämpfte Absicht, für die Betonmischungen in den Eisenbeton-Vorschriften einen bestimmten Zementgehalt vorzuschreiben, um die Erreichung der verlangten Würfel-

Vermischtes.

Temperatur-Schwankungen in massigem Beton. Ueber diese Frage haben wir im Jahrg. 1915 der „Mitteilungen“ No. 11 S. 88, auf Grund von Beobachtungen berichtet, die beim Bau des Arrowrock-Staudammes bei Boise, Idaho, (Nordamerika) gemacht und in den Mitteilungen der „American Society of Civil Engineers“ Jahrg. 1915 No. 4 veröffentlicht worden sind. Die No. 6 derselben Mitteilungen bringt nun Ergänzungen zu den dort gemachten Beobachtungen und neue Angaben über solche anderer Ingenieure an anderen Staudämmen oder sonstigen Bauwerken. Danach sind die ersten Messungen dieser Art mit in die Betonmasse eingebetteten, die Temperatur nach außen auf elektrischem Wege anzeigenden Thermometern (allerdings noch unvollkommener Art) am Boonton-Damm, der aus einem Beton, enthaltend 50% eingebetteter großer Bruchsteine, bestand, gemacht worden. Die beim Abbinden des Zementes des im Sommer verlegten Betons entwickelte Temperatur dürfte 38° C (100° Fahr.) erreicht haben. Wie bei dem Arrowrock-Damm. Nach den Beobachtungen nahmen die Temperaturen im Damm-Innenen später proportional zu den Außentemperaturen zu, während sich die Temperaturen in verschiedenen Tiefen unter der Oberfläche umgekehrt verhielten, wie die dreifache Kubikwurzel aus dem Abstand von der nächsten Oberfläche. Die Beobachtungen am Arrowrock-Damm ergaben höhere Werte.

Eingehende Versuche sind auch beim Bau des Kensico-Dammes bei Vahalla, N.-Y., vorgesehen, der ein wichtiges Glied des neuen Catskill-Wasserversorgungssystems der Stadt New-York bildet. (Vergl. Deutsche Bauztg. Jahrg. 1912, S. 794ff.). Dieser Damm wird in der Krone rd. 564 m lang, hat eine größte Höhe von rd. 94 m, eine Kronenbreite von 8,50 m und einen Kubikinhalte von rd. 688 000 cbm. Er besteht ebenfalls aus einem Beton mit eingebetteten großen Steinen, die hier aber nur 27% der Masse ausmachen, und ist an der wasserseitigen Stirn mit Betonquadraten, an der Luftseite mit Werksteinen verkleidet. Der Beton ist im Verhältnis 1:3:6 gemischt und mit großen Betonkisten von etwa 1,5 cbm Inhalt sehr rasch eingebaut worden. So wurde im Herbst d. J. 1913 eine Betonschicht von 10,7 m Höhe verlegt und im folgenden Sommer in 6 Monaten eine solche von rd. 50,5 m. In die untere Schicht wurden 15, in die obere 32 Thermometer eingebaut, zum Teil nahe einer Ausdehnungsfuge des Mittelstückes, zum Teil ganz in der Mitte. Im ganzen wurden der Quere nach 22 durchgehende Ausdehnungsfugen in einem Abstand von rd. 24 m eingelegt. Ein Teil der Thermometer stand zurzeit des Berichtes in einjährigem, der andere sogar in 18 monatlichem Gebrauch, ohne daß sich Unregelmäßigkeiten gezeigt hätten. Die Thermometer wurden in den ganz frischen plastischen Beton eingesenkt und dann rasch hoch überdeckt, um Wärme-

Festigkeiten zu sichern, abgesehen worden. Der Zuschlag von Basalt zum Kiessand zeigt verschiedenen Einfluß in den verschiedenen Mischungen und bei dem verschiedenen Wassergehalt des Betons.

Es ist ferner der Einfluß des Rüttelns auf flüssigen Beton während des Abbindens untersucht worden. Es wurden dabei die Formen mit Holzhämmern allseitig abgeklopft. (224 Schläge i. G.). Es ergab sich dabei eine Erhöhung der Festigkeit, die beispielsweise für Rheinkiesand-Gemisch 1:5 (50 Gew.-T. Sand: 50 Kiesgemisch) der flüssigsten Mischung im Alter von 28 Tagen von 127 auf 147, nach 45 Tagen von 151 auf 172 kg qcm anstieg.

Es sind ferner Untersuchungen angestellt worden über den Einfluß der Verwendung von Holzformen anstelle der Eisenformen, um den wasserentziehenden Einfluß, welchen die Holzschalungen an der Baustelle auf die Betonmischung ausübt, möglichst Rechnung zu tragen. Die Festigkeitserhöhungen sind dabei recht erheblich. Zum Beispiel stiegen bei flüssiger Mischung 1:5 eines Rheinkiesand-Betons (280 kg Zement, 50 Gew.-T. Kies: 50 Sand) die Festigkeiten nach 28 Tagen von 134 auf 142 kg/qcm, nach 45 Tagen von 152 auf 173 kg/qcm und für weiche Mischung von 179 auf 206 kg/qcm nach 28, von 206 auf 236 kg/qcm nach 45 Tagen. Bei gleichzeitigem Rütteln stiegen die Festigkeiten der 28-Tageproben auf 214, der 45-Tageproben auf 242 kg/qcm für flüssigen Beton und auf 246 bzw. 259 für weichen Beton. In den neuen Bestimmungen für Druckversuche an Würfeln bei Ausführung von Bauten aus Beton und Eisenbeton ist daher vorbehalten worden, anstelle der eisernen Formen später solche einzuführen, bei denen das überflüssige Wasser aus der weichen und flüssigen Betonmasse entfernt wird, um so den tatsächlichen Vorgängen im Bauwerk auch mit dem Versuch näher zu kommen. —

Fr. E.

Verluste zu vermeiden. Es ergaben sich unter dem Einfluß des Abbindens des Zementes Temperatur-Erhöhen um 20° C. und es wurden Höchsttemperaturen im Mauerwerk beobachtet, die 100° Fahr. noch überschreiten und im Höchstmaß bis auf 48° C. (118,5° Fahr.) stiegen. Die mehr Zement enthaltenden fetteren Betonmischungen der Schleusen des Panama-Kanales führten zu noch höheren Temperaturen von 57° C. (135° Fahr.). Der gleiche Wert wurde bei einem vom Wasserversorgungsamt der Stadt New-York abgesenkten Brunnen beobachtet. Die Zeit, bis zu welcher am Kensico-Damm diese Höchsttemperatur erreicht wurde, blieb im Allgemeinen erheblich unter der für den Arrowrock-Damm angegebenen von 30 Tagen und ging nur stellenweise darüber hinaus. Ein Einfluß der Jahreszeit auf die Höhe der erreichten Temperatur konnte nicht festgestellt werden. Genauere Beobachtungen über die Temperatur-Schwankungen im Mauerwerk nach erfolgtem Ausgleich der Abbinde-Wärme liegen noch nicht vor, eine spätere Veröffentlichung darüber ist aber von dem leitenden Ingenieur in Aussicht gestellt. Zwischen der sonnenbeschienenen Südseite und der im Schatten liegenden Nordseite der Mauer wurden aber noch in 2,4 m Tiefe unter der Oberfläche nicht unerhebliche Temperatur-Unterschiede festgestellt, die sich auf 8–12° C. zugunsten der sonnenbestrahlten Seite stellten.

Eine Teilung der Mauer durch eine größere Zahl von Querfugen erscheint zum Ausgleich der Temperatur-Schwankungen hiernach dringend geboten und ist bei den amerikanischen Ausführungen auch stets vorgesehen. Um den schädlichen Einfluß des Erkaltens der Betonmassen nach Abgabe der Abbindewärme aufzuheben, sind mehrfach die Mauern in einzelnen Abschnitten hergestellt worden, von denen die einen im Spätjahr bei niedriger Temperatur ausgeführt wurden, während die Zwischenstücke erst im folgenden Sommer einbetoniert wurden, nachdem die älteren Teile sich vollkommen zusammengezogen hatten. Es werden eine Reihe von Ausführungen von Beton-Staumauern hinsichtlich der Abmessungen und der Beton-Zusammensetzung kurz beschrieben, bei denen durch solche Maßnahmen die Bildung von Temperaturrissen auf ein Mindestmaß beschränkt worden ist. Den gleichen Zweck erreicht auch die Anordnung einer großen Zahl von Querfugen, die zunächst offen bleiben und erst später unter Druck mit Zementmörtel ausgepreßt werden, nachdem die Abbindewärme vollständig verschwunden ist und zu einer Zeit, bei welcher das Mauerwerk im Inneren möglichst niedrige Temperatur besitzt. —

Inhalt: Bogenbrücken aus umschmürtem Gußeisenbeton. — Eisenbetonarbeiten vom Bau der Halenmühle T. Bienert, Dresden-Friedrichstadt. (Schluß.) — Von der 19. Hauptversammlung des Deutschen Betonvereins zu Berlin. (Schluß.) — Vermischtes. —

Verlag der Deutschen Bauzeitung, G. m. b. H., in Berlin.
Für die Redaktion verantwortlich: Fritz Eiselein in Berlin.
Buchdruckerei Gustav Schenck Nachflg. P. M. Weber in Berlin.

DEUTSCHE BAUZEITUNG

MITTEILUNGEN ÜBER ZEMENT, BETON- UND EISENBETONBAU

UNTER MITWIRKUNG DES VEREINS DEUTSCHER PORTLAND-
CEMENT-FABRIKANTEN UND DES DEUTSCHEN BETON-VEREINS

XIII. Jahrgang 1916.

No 6.

Bogenbrücken aus umschnürtem Gußeisenbeton.

Von Dr.-Ing. H. Nitzsche in Frankfurt a. M. (Schluß.)

Man kann ganz allgemein sagen, daß bei leichten Brücken von 25 m Spannweite und darunter architektonische Gesichtspunkte eine Entscheidung zugunsten des umschnürten Gußeisens herbeiführen können und erst bei Bogenbrücken von größerer Spannweite oder kleinem Stich die Wirtschaftlichkeit des umschnürten Gußeisens in überzeugender Weise zur Geltung kommt. Besonders flache Bögen mit ihrem rasch anwachsenden Horizontalschub können bei noch kleineren Spannweiten wirtschaftlich in dem neuen Baustoff ausgeführt werden.

Eine bestimmte Grenze läßt sich aber schon deshalb nicht angeben, weil außer den reinen Kosten des Bogens eine Reihe von anderen Begleitumständen in Betracht kommen, die kurz erörtert seien. Wenn wir von der verhältnismäßigen Höhe der Angebote des Unternehmers zunächst absehen, welche bekanntlich oft große Abweichungen zeigen, so müssen wir zunächst berücksichtigen, daß der Unternehmer eine neue, noch nicht genügend bekannte Bauweise viel vorsichtiger veranschlagen wird, um sich nicht Verlusten auszusetzen, und daß schließlich auch die Patentgebühr in Betracht kommt, selbst, wenn sie noch so gering bemessen ist.

Die Fahrbahn wird im Allgemeinen dieselben Kosten verursachen, weil sie in gleicher Weise wie sonst ausgebildet sein wird. Trotzdem sind Fälle bekannt, in denen, besonders im Wettbewerb mit Eisenbrücken mit Holzfahrbahn, die ganz massive Ausbildung den Sieg davongetragen hat, obwohl die Fahrbahn natürlich viel teurer ist, weil die übrigen Bestandteile, also Tragwerk und Widerlager, sich viel billiger und, was doch auch nötig ist, besser herstellen ließen, als bei der leichten Eisenkonstruktion.

Ausschlaggebend für die Preisbildung sind drei Haupt-

posten und zwar die Kosten des Bogens, der Widerlager und der Einrüstung. Die Kosten des Bogens hängen von der Materialmenge ab. Es liegt die Bestimmung der hierfür maßgebenden Last nicht so einfach, wie z. B. bei der Säule, wo man für die zentrische Last die entsprechenden Querschnitte einfach bestimmen und leicht vergleichen kann. Denn wir haben es hier mit zwei Grenzlagen zu tun, welche einen einfachen Vergleich nicht ohne Weiteres gestatten. Ferner spielt der Einfluß der Temperatur eine wichtige Rolle. Dieser Temperatur-Einfluß, welchen die Sonnenbestrahlung auf die ihr zugänglichen Betonrippen ausübt, hat in den meisten Ländern zur fast ausschließlichen Verwendung von Dreigelenkbögen geführt. Nur Hennebique in Paris verteidigt und gebraucht den eingespannten Bogen auch bei großen Spannweiten. Die Schwierigkeit der Verwendung des vollen, eingespannten Bogens besteht darin, daß der noch so bescheiden angenommene Temperatur-Einfluß um so größer wird, je widerstandsfähiger der Bogen sein muß. Er führt also so gerade auf jenem Gebiete, welches das umschnürte Gußeisen für sich in Anspruch nimmt, d. i. bei größeren Spannweiten und Lasten zu unbrauchbar plumpen Abmessungen, wenn gewöhnlicher Eisenbeton angewendet wird.

Wenn wir dagegen bei umschnürtem Gußeisen zunächst jenen Querschnitt bestimmen, welcher die in Aussicht genommenen Lasten mit der nötigen Sicherheit zu tragen vermag, so geschieht dies, wie erwähnt, mit einem $m_0 \approx 40$ — (unter Berücksichtigung der Knickung mit entsprechend kleinerem m) — um die notwendige Sicherheit gegen Bruch herzustellen. Es handelt sich jetzt noch darum, nachzuweisen, daß durch den Temperatur-Einfluß diese Kräfte nur noch so weit erhöht werden, daß die zulässigen Grenzen nicht überschritten werden.

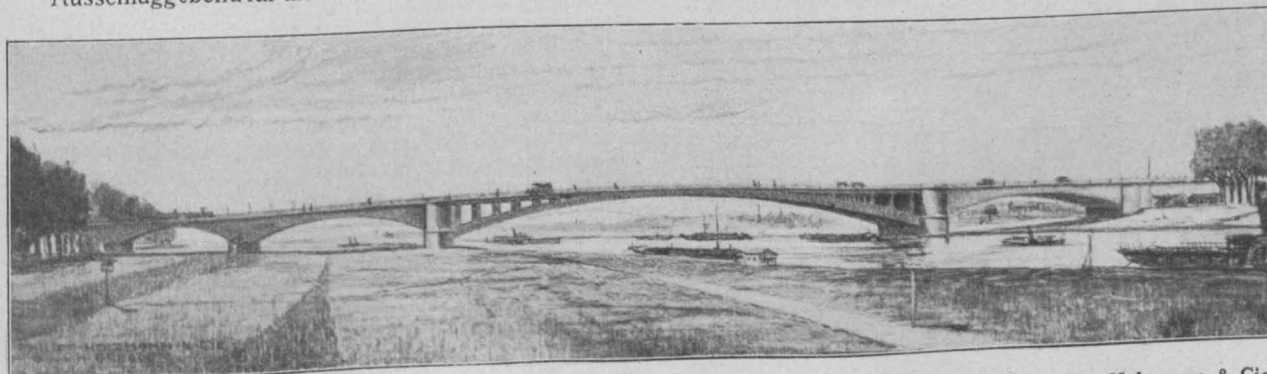


Abbildung 11. Plan einer Elb-Brücke in einem Bogen von 138 m l. W. Entwurf von Emperger und Ph. Holzmann & Cie.

Hier kommt nun in Betracht, daß die Temperatur-Schwankung nur als Zuschlag zu den zulässigen Spannungen höchstens bei Vollbelastung der Brücke bzw. bei der dieser Last entsprechenden Spannung in Frage kommen kann, und daß bei diesen Spannungsgrenzen nicht etwa ein $m = 40$ oder eine ähnliche Zahl in Frage kommt, sondern ein Elastizitäts-Verhältnis von 5 bis 10, i. M. etwa $m = 7,5$ zutrifft. Aus dieser Betrachtung ersehen wir, daß der Bogen aus umschnürtem Gußeisen, der im Scheitel gerade wegen seiner großen Eisenmenge ein so verhältnismäßig schwaches Trägheitsmoment im Vergleich mit dem Widerlager besitzt, ähnlich wie mit Scheiteltgelenken arbeitet (was Engesser nachgewiesen hat), und so den Einfluß der Temperatur auf ein Mindestmaß herabsetzt. Der erwähnte Praktiker und Gegner aller Gelenke bei Bogenbrücken — Hennebique, Paris — hat diese Sachlage richtig erkannt und z. B. auch bei der in Eisenbeton hergestellten großen Tiberbrücke in Rom in der Weise berücksichtigt, daß er den Abfall der Trägheitsmomente gegen den Scheitel hin durch Ausbildung riesiger Querschnitte am Kämpfer erzielt und so in seinem Bogen ein schwaches Scheiteltglied geschaffen hat, das statisch wie ein Gelenk wirkt. Es wurden dort die Zwickelmauern des Bogens in den Kämpfer-Querschnitt einbezogen. Ohne diese Anordnung und eine entsprechende Ausbildung des Scheitels wäre ein Eisenbetonbogen von dieser Spannweite und Belastung schon mit Rücksicht auf die auftretenden Temperatur-Spannungen nicht ausführbar, und Zerstörungs-Erscheinungen würden ohne Anbringung von Gelenken unvermeidlich sein. Gelenke bedeuten eine Schwächung der Konstruktion, welche nur deshalb wirtschaftlich nicht zum Ausdruck gelangt, weil die gleichzeitig durch Entlastung von der Temperatur-Einflüssen erzielte Ersparnis größer ist, als der durch Gelenke erzeugte Nachteil. Wir sehen somit, daß die Methode des umschnürten Gußeisens im Bogen den Weg weist, wie man die dem Eisenbeton gezogene konstruktive Beschränkung in Bezug auf die Spannweite mit Hilfe des eingespannten Bogens überschreiten kann. Diese Grenze kann für Bögen in Eisenbeton mit mittlerem Stich nach den bisherigen Ausführungen bei etwa 100 gesucht werden und würde bei Vergrößerung des Stiches sich noch weiter hinaus verschieben lassen. Zwischen den beiden Grenzfällen der kleinen Spannweiten unter 25 m einerseits, bei denen der reine Betonquerschnitt bereits genügen würde und die Bewehrung nur eine nebensächliche Rolle spielt, und den Spannweiten über 100 m andererseits, bei welchen es nicht mehr möglich ist, selbst mit der größten Eisenmenge mit gewöhnlichem Eisenbeton auszukommen, liegt eine ganze Reihe von Abstufungen mit steigender Wirtschaftlichkeit des Bogens bei Anwendung des umschnürten Gußeisens.

Eine Uebersicht betreffs der Wirtschaftlichkeitsfrage bei Bögen läßt sich nur durch eine Reihe von Beispielen erbringen. Um nicht ganz ohne Unterlage zu bleiben, sei ein Vergleich zwischen zentrisch belasteten Säulen von 300 t Gesamtlast und 3,5 m freier Länge angeführt, wobei die Wahl der Abmessungen auf Grund der Deutschen Vorschriften so geschehen ist, daß die angegebenen Säulenquerschnitte mindestens einer Bruchlast von 1200 t entsprechen und somit eine 4–5fache tatsächliche Sicherheit besitzen. Die tatsächliche Sicherheit darf nicht verwechselt werden mit der rechnungsmäßigen, welcher man sich bei der Ableitung der zulässigen Inan-

spruchnahme aus der Würfel Festigkeit bedient¹⁾; von diesen Ziffern weicht erstere oft ganz bedeutend ab. Vergleichen wir eine normale Eisenbetonsäule, eine umschnürte Eisenbetonsäule und eine Gußeisenbetonsäule bezüglich ihrer Kosten für 1 lfd. m, so ergibt sich die vorstehende Zusammenstellung, welcher deutsche Preisverhältnisse zugrunde gelegt sind. Diese Preisergebnisse werden je nach Preis und Eigenschaften des Gußeisens und der festgelegten zulässigen Belastung Verschiebungen erfahren. Die Patentgebühren sollen selbstredend nur einen Anteil an der nachweisbaren Ersparnis betragen dürfen.

Die Wirtschaftlichkeit eines Bogens hängt außer von der richtigen Ausbildung des Tragwerkes noch von den Kosten der Fundamente und der Einrüstung ab. Was die Frage der Fundamente im vorliegenden Falle anlangt, so wird der leichtere Bogen einen kleineren Horizontalschub und auch kleinere Abweichungen der Stützlinie von der Mittellinie zeigen und dementsprechend zu einem billiger ausführbaren Fundament die Möglichkeit bieten, um so mehr als auch die Setzungen des Fundamentes von ihm leichter aufgenommen werden.

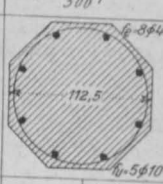
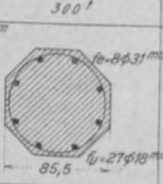
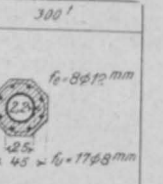
Von großer Bedeutung für die Gesamtkosten sind die Auslagen für die Einrüstung. Der Anfänger wird gut tun, die ihm geläufige sichere Rüstungsform anzuwenden. Was man aber mit Hilfe einer folgerichtigen Durchbildung erreichen kann, wenn man bedenkt, daß es sich doch nur um ein Aufstellungsgerüst für den gußeisernen Bogen handelt und der Mörtelverputz desselben eine geringe Belastung ausmacht, davon gibt uns eine eiserne Einrüstung ein Beispiel, wie sie von der Firma Ellmer & Co., Stettin, wiederholt angewendet wurde. Diese besteht im Wesentlichen aus zusammengeschraubten Fachwerkpfählen aus Formeisen, die entsprechend den jeweiligen Bedürfnissen höher oder tiefer gerichtet werden können und die mittels durchlaufender Balken die Unterstützungen für die beiden Rippen abgeben. (Abbildung 7 in No. 5.)

Auf diesem Gerüst wurde mit Hilfe von Keilen die trogformige Schalung der beiden Bogenrippen verlegt und es dient zugleich zur Aufnahme des Laufsteiges für den Einbau der Bügeleinlagen der Gußeisenkörper (Abb. 8 in No. 5) sowie für die Herbeischaffung des Betons, welcher in weichem Zustande eingegossen wird. Die Abb. 9 in No. 5 zeigt uns dieselbe Brücke nach Entfernung der Betonformen. Das Bild erlaubt ein Urteil darüber, wie leicht die weitere Ausschalung des Bogens durchführbar ist. Wenn man nach Herstellung des Bogens, wie allgemein üblich, eine Pause eintreten läßt, so wird der Beton selbst bei geringer Festigkeit schon eine genügend tragfähige Rippe erzeugen, um die Last des ganzen Aufbaues aufzunehmen. Es kommt daher die Tragfähigkeit des Gerüsts nicht weiter in Betracht. Diese eisernen Gerüste können in unbeschränkter Weise wieder verwendet werden und es betragen somit ihre Kosten nur soviel wie ihre Aufstellung, vermehrt um den Abschreibungs- oder Leihgebührbetrag, erfordert, während sonst der Altwert eines einmal gebrauchten Gerüsts ein äußerst geringer ist. Im vorliegenden Fall ist es sogar möglich, die Langhölzer bei dem nächsten Bau ohne nennenswerten Verschnitt wieder zu verwenden, sodaß die Kosten der Einrüstung bei einer Firma, welche sich auf solche Bauten einrichtet, auf ein Mindestmaß herabgedrückt werden können. Da nun die Kosten des Gerüsts bei einem Bogenbrückenbau bis zur Hälfte der Gesamtkosten betragen und bei größeren Spannweiten den Bau wirtschaftlich unmöglich machen könnten, so ist hieraus allein schon die wirtschaftliche Bedeutung der gemachten Vorschläge auch ohne weitere Zahlenangaben ersichtlich. Es bleibt vorbehalten, an der Hand einiger ausgeführter Beispiele und im Vergleich zu den nachgewiesenen Kosten verschiedener Systeme einen zahlenmäßigen Kostennachweis vorzuführen.

Es sollen nunmehr einige Beispiele, getrennt nach den wichtigsten Bauformen, die in Frage kommen können, beschrieben werden. Wir unterscheiden beim Tragwerk:

1. Den Bogen mit obenliegender Fahrbahn, 2. den Bogen mit aufgehängter Fahrbahn, 3. den Bogen mit Zugband.

1. Bogen mit obenliegender Fahrbahn. Diese Ausführungsweise stellt die bekannteste Form dar und unterscheidet sich von der gewöhnlichen übermauerten Gewölbebrücke nur durch die Auflösung des Gewölbes in Rippen, auf welchen die Ständer der Fahrbahn stehen. Aus diesem Gebiet stammt die erste Ausführung einer Brücke aus umschnürtem Gußeisen-Beton auf dem Gelände der Internationalen Baufach-Ausstellung in Leipzig 1913. Dieses Bauwerk wurde durch den Staatspreis des Kgchs. Sachsen ausgezeichnet und nach Schluß der Ausstellung von der Stadt unter dem Namen Schwarzenberg-Brücke als bleibendes Baudenkmal übernommen,

System	Normaler Eisenbeton	Umschnürter Eisenbeton	Umschnürter Gußeisen-B.
Belastung	300 t	300 t	300 t
Querschnitte			
	Massen	Massen	Massen
	Preis M.	Preis M.	Preis M.
	einzel. zus.	einzel. zus.	einzel. zus.
Beton	1,050	0,600	0,1185
Längseisen	89,2	51,00	8,70
Bügel bzw. Umschnürung	73,4	154,00	8,55
Schalung	3,75	2,85	1,50
Gußeisen			125,0
Gebühren		154,00	125,0
Summe	M 64,89	M 78,62	M 53,47

Vergleichstabelle für Säulen verschiedener Bauweise.

¹⁾ Siehe Oesterr. Wochenschrift f. d. öffentl. Baudienst 1914 No. 28; Beton und Eisen 1915 No. XL, S. 168.

obwohl es nur für die Kosten eines vorläufigen Baues ausgeführt worden war.²⁾

Der einzige noch im Winter 1913 der Vollendung nahegebrachte Bogen von 60 m Spannweite³⁾ an der Ostseeküste bei Deep wurde, noch im Gerüst liegend, von der großen Sturmflut am 24. Dezember 1913 in der Weise zerstört, daß die Wassermassen, durch das Gerüst gehindert, sich zunächst einen Weg hinter einem Widerlager bahnten und schließlich Brücke und Gerüst umstürzten.

Alle übrigen Brücken, welche hier beschrieben werden sollen, stammen aus der Bauzeit 1914. Sie stehen also unter der Ungunst der kriegerischen Verhältnisse, wodurch es in den meisten Fällen nicht möglich war, über die Planverfassung hinaus zu kommen, sodaß die Bauausführungen bis auf Friedenszeiten verschoben blieben.

Von weiteren Bauten erstgenannter Art sei ein Zweigelenbogen für eine Eisenbahnbrücke über die Persante bei Köslin von 45 m Spannweite erwähnt. Die Abb. 7—9 in No. 5 zeigen diesen Bogen eingerüstet und in fertigem Zustand, während Abb. 10, S. 45, Längsschnitt, Querschnitt und Grundriß der Brücke wiedergibt. Sie ist ein Zweigelenbogen mit Beton-Gelenken und wurde von Ellmer & Co. in Stettin ausgeführt. Von den durch den Krieg bisher aufgehaltenen Bauten seien der im Auftrage des österr. Ministeriums der öffentl. Arbeiten aufgestellte Entwurf einer Kanker-Brücke bei Krainburg von 52 m Spannweite, ferner die Brücke zwischen Neukölln und Treptow über die Spree von 70 m Spannweite und schließlich ein Entwurf erwähnt, welchen v. Emperger im Verein mit der Fa. Philipp Holzmann & Cie. in Frankfurt a. M. für eine Brücke über die Elbe bei Dresden im Auftrage des dortigen Magistrates entworfen hat (Abb. 11, S. 41). Dieser letztere Entwurf ist nicht nur durch die Spannweite von 140 m, sondern besonders durch den Stich von nur 1/13 bemerkenswert und hat somit nicht seinesgleichen unter den bisher ausgeführten massiven Brücken.⁴⁾

2. Bögen mit aufgehängter Fahrbahn. Die Schwierigkeit der Verwendung von Bögen unter der Fahrbahn liegt gewöhnlich in unzureichender Konstruktionshöhe. Diese Verhältnisse ändern sich vollständig, sobald man in der Lage ist, den Scheitel 0,5—1 m oberhalb der Fahrbahnmitte anzuordnen. Die dadurch geschaffenen Brückenformen ergeben mit ihrem verhältnismäßig großen Stich eine günstige Lösung für die Widerlager und somit eine sehr wirtschaftliche Ueberbrückung. Die erste Ausführung dieser Art wurde ebenfalls im Jahr 1913 von der Firma Hauck & Co. in Coburg in Angriff genommen. Es ist die Brücke über den Main bei Bamberg (Unter-Leitersbach) (Abbildung 6 in No. 5) von 53 m Spannweite. Die Hauptabmessungen des Bauwerkes finden sich in Abb. 12, S. 45, während Abbildung 13 und 14 das Bauwerk im Bau zeigen. Das dort verwendete Gerüst ist noch mit der Schwerfälligkeit entworfen, wie es bei den massiven Ausführungen des Eisenbetons nötig erscheint.

Aus der großen Zahl der ähnlichen Entwürfe, deren Inangriffnahme aussteht, seien hervorgehoben eine im Auftrage der k. k. Wasserstraßendirektion aufgestellte Normalie für eine Ueberbrückung des Oder-Weichsel-Kanales von 42 m Spannweite, die Murbrücke bei Stübing mit 52,6 m und ein Entwurf für Breslau, und zwar deshalb, weil im letzteren Fall beabsichtigt ist, die 15,5 m breite ungemein schwer belastete Brücke an 2 Bogen von 54 m Spannweite aufzuhängen, ohne sich eines Quer- oder Windverbandes zu bedienen. Trotzdem die kriegerischen Verhältnisse die Behandlung neuer wissenschaft-

licher Fragen erschweren, hat der Magistrat der Stadt Breslau umfangreiche Versuche über die günstige Form dieses Bogens auf eigene Kosten in Angriff genommen, die in den Versuchsanstalten in Berlin und Dresden durchgeführt werden.

Schließlich sei noch der ebenfalls durch den Krieg in der Ausführung gehinderten Bauten in feindlichen Ländern gedacht. Erwähnt sei als Beispiel (Abb. 15, S. 45) ein Steg über den Baltischen Bahnhof in St. Petersburg, dessen Ausführung in den Händen des Ingenieur Koludczki in Wilna liegt. Bemerkenswert ist die Ausbildung von Pendelpfeilern in Eisenbeton. Nach den letzten Nachrichten über die Schweiz soll der Bau in Angriff genommen worden sein. Die charakteristische Anordnung der Gußeisenbewehrung zeigt Abb. 16, S. 44.

3. Bogen mit Zugband. Sofern der Bogen nicht in das Widerlager hinabgeführt werden soll, weil dasselbe nur lotrechte Kräfte aufnehmen kann, wird das Tragwerk als Zweigelenbogen mit Zugband ausgebildet. Die Kosten dieses Zugbandes sind erhebliche und man wird

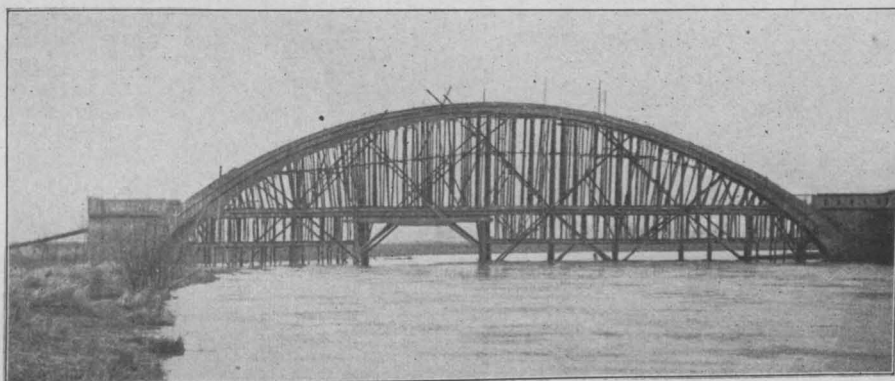


Abbildung 14. Lehrgerüst der Brücke bei Unter-Leitersbach (Gesamtansicht).



Abbildung 13. Desgl. mit Blick auf das Gerüst vom Ufer her.

es daher, sofern dies irgend möglich ist, vermeiden und nur bei kostspieligen Widerlagsbauten als wirtschaftlichen Vorzug bezeichnen können. Eine ähnliche Sachlage ergibt sich dort, wo man vorhandene alte Widerlager benutzen muß, oder wo für neue Widerlager wegen nachbarlicher Gebäude der nötige Raum nicht vorhanden ist.

Diese Brückenart ist in ihrer Spannweite durch konstruktive Schwierigkeiten begrenzt, von denen nur die eine hervorgehoben werden soll, daß eine Dehnung des Zugbandes nicht nur Zusatzspannungen im Bogen, sondern auch Senkungen in der Mitte zur Folge hat, welche es jedenfalls ratsam erscheinen lassen, bei den ersten Bauten keine zu großen Spannweiten anzuwenden, sondern dieses Gebiet schrittweise an der Hand der gewonnenen Erfahrungen zu erobern. Trotz der erwähnten

²⁾ Vergl. Neuere Bogenbrücken in umschnürtem Gußeisen. Berlin 1913.

³⁾ Vergl. Stahl und Eisen 1913 No. 48, Abbildung 23.

⁴⁾ Anmerkung der Redaktion. Das trifft nur zu hinsichtlich der Spannweite. Im Pfeil wird der Entwurf noch überboten durch die jetzt abgebrochene Ausstellungsbrücke vom Jahre 1902 in Düsseldorf, die in Stampfbeton, mit 3 Gelenken ausgeführt, nur ein Pfeilverhältnis von 1:14,6 besaß.

Schwierigkeiten ergibt die Anwendung des Bogens mit Zugband aber für umschnürten Gußeisenbeton doch konstruktive und wirtschaftliche Möglichkeiten, wie sie kein anderes Material zu bieten vermag. Es darf dies mit Rücksicht auf einen Wettbewerb für eine Brücke über den Bahnhof Halle hervorgehoben werden, welchen die Eisenbahn-Direktion Halle zu dem Zweck ausgeschrieben hat, um unter sehr erschwerenden Bedingungen eine zweckentsprechende Lösung zu erhalten.²⁾ Der Wettbewerb wurde für den Eisenbeton dadurch erschwert, daß die von Hrn. Geh. Ob.-Brt. Labes gestellten Bedingungen

großen Horizontalschub über dem Mittelpfeiler. Die Größe dieses Horizontalschubes wird benutzt, um die Abmessungen der beiden Endwiderlager zu bestimmen; nunmehr wird der größere, einseitige Schub auf den Mittelpfeiler gesucht, welcher eintritt, wenn die eine Öffnung ganz leer und die andere voll belastet ist. Diesen Horizontalschub der Nutzlast muß der Nachbarbogen aufnehmen können und seine Fahrbahn ist danach als Druckstrebe auszubilden. Den gleichen Grundgedanken auf drei Spannweiten übertragen zeigt uns die Abbildung 17, bei welcher 2 zu kleinen Bewegungen geeignete Pfeiler (die man auch

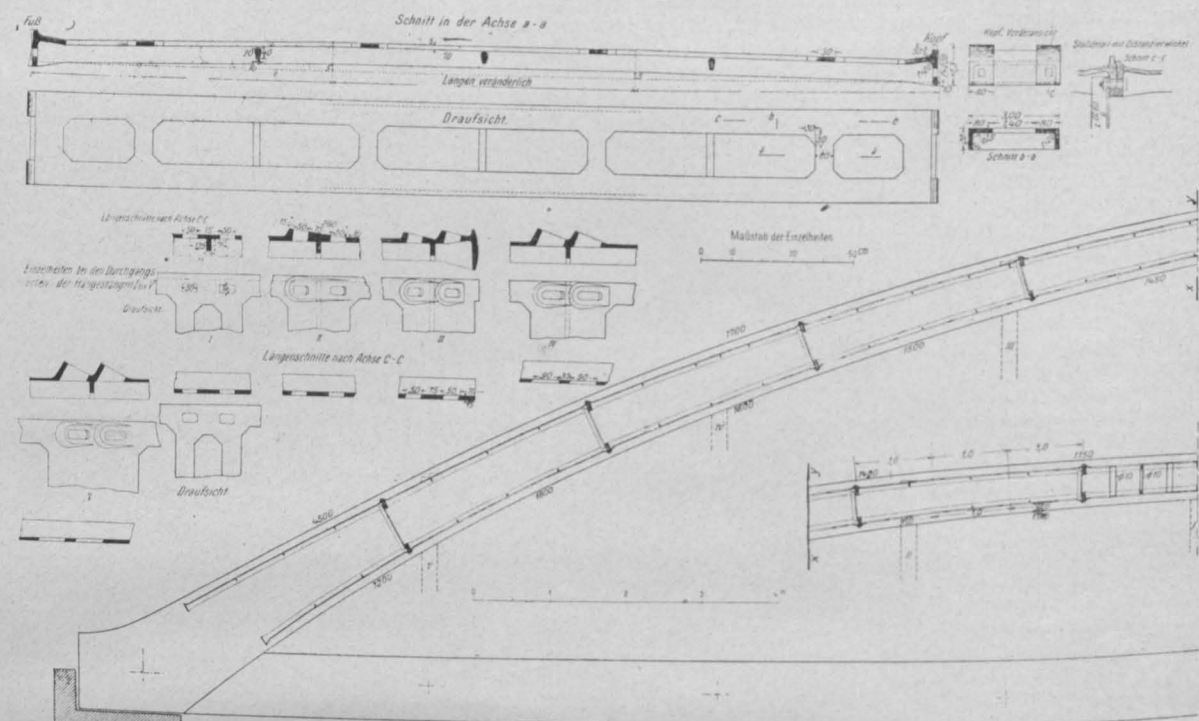
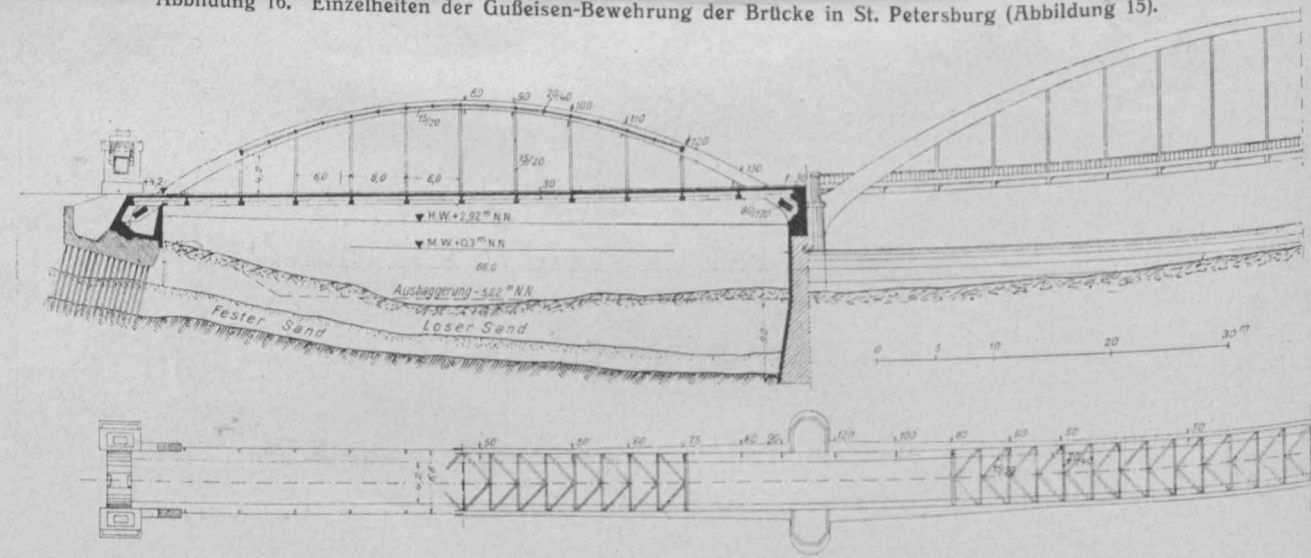


Abbildung 16. Einzelheiten der Gußeisen-Bewehrung der Brücke in St. Petersburg (Abbildung 15).



der Berliner Eisenbahndirektion wie z. B. „n=9“, eingehalten werden mußten. Trotzdem kam Eisen wirtschaftlich garnicht in Betracht, während unter den Eisenbeton-Entwürfen ein solcher in umschnürtem Gußeisenbeton zur Ausführung bestimmt wurde und auch tatsächlich ausgeführt ist. Im Anschluß an die unter 2 und 3 dargestellten bzw. erwähnten Brückenformen sei auf eine andere Anordnung verwiesen, deren Ausführung ebenfalls bei mehreren Entwürfen in Aussicht steht und welche als eine Umgehung des vorerwähnten, als kostspielig dargestellten Zugbandes bezeichnet werden kann. Diese stellt sich bei Ausführungen von 2 oder 3 Öffnungen ganz naturgemäß ein. Werden zunächst 2 Spannweiten ins Auge gefaßt, so ergibt eine gleiche Belastung beider einen gleich

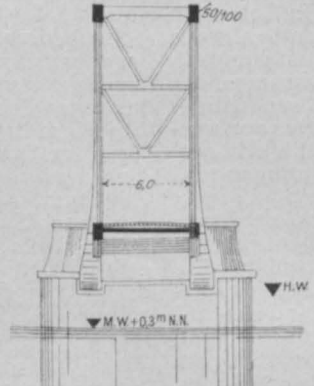


Abbildung 17. Straßenbrücke über die Oder bei Fiddichow.

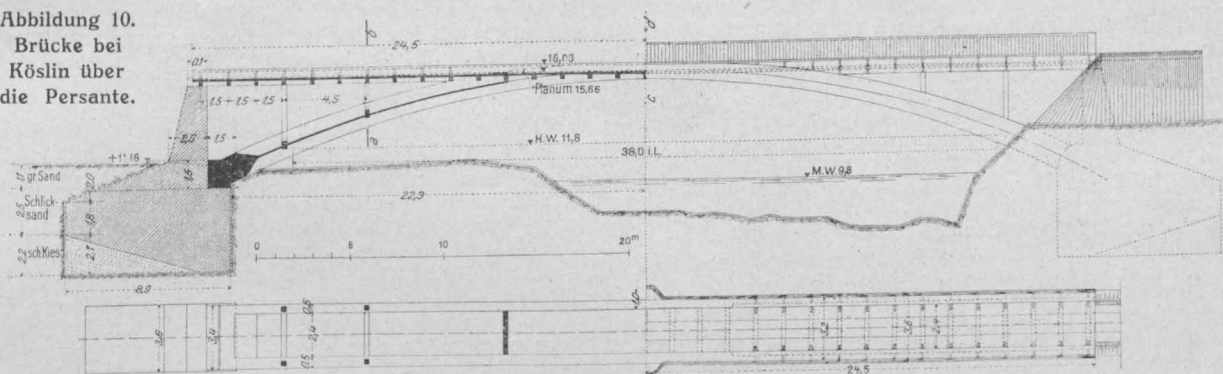
Pendelpfeiler nennen kann) und dementsprechend zwei solcher Druckstreben und Endwiderlager angeordnet worden sind. Man kann also bei verschiedenen Spannweiten durch Einführung eines schwachen Zugbandes im größeren Bogen ausgleichend wirken. Wenn auch wohl die wichtigsten Typen für Brücken dieser Art im Vorstehenden an der Hand von Ausführungen dargestellt worden sind, so ist es bei einer so neuen Sache selbstverständlich, daß mit diesen ersten Anläufen das Verwendungsgebiet keinesfalls erschöpft erscheint, da diese Bauten hauptsächlich den Zweck haben, als Beispiele zu gelten und so den Fachgenossen Gelegenheit zu

²⁾ Vergl. Beton und Eisen 1915, Heft XIV/XV.
No. 6.

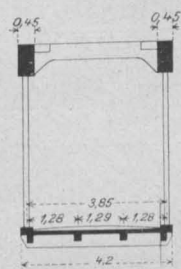
geben, diese fallweise eingehender in Erwägung zu ziehen und weiter zu vervollkommen.
Der wichtigste Inhalt dieser Mitteilungen dürfte darin

brücken eine neue Erweiterung erfahren haben und daß der Brückenfachmann, welcher in einem Falle, wie dem letztgenannten ganz selbstverständlich zum Eisen, als

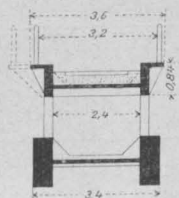
Abbildung 10.
Brücke bei
Köslin über
die Persante.



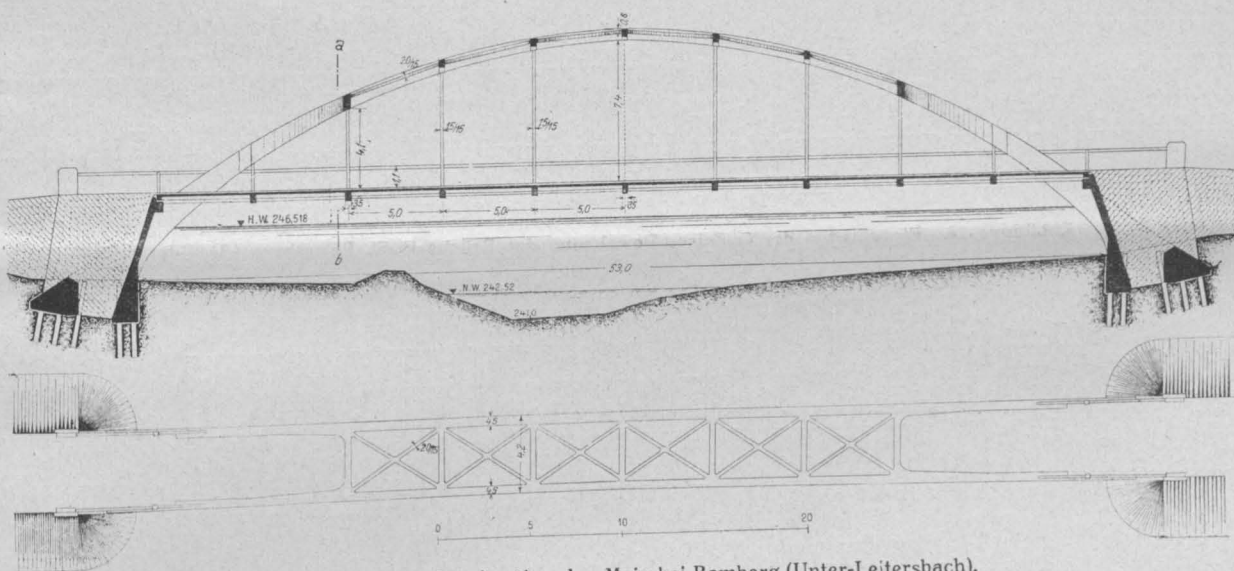
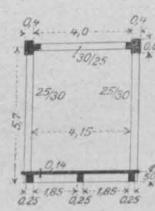
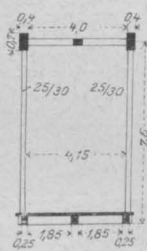
Abbildg. 12 a.
(links)
Querschnitt
a—b
zu Abb. 12.
(doppelt. M.)



Abbildg. 10 a.
Querschnitte
ab, cd
zu Abb. 10.



Abbildg. 15a.
(rechts)
Querschnitte
ab und cd
zu Abb. 15.
(doppelt. M.)



Abbildg. 12. Brücke über den Main bei Bamberg (Unter-Leitersbach).

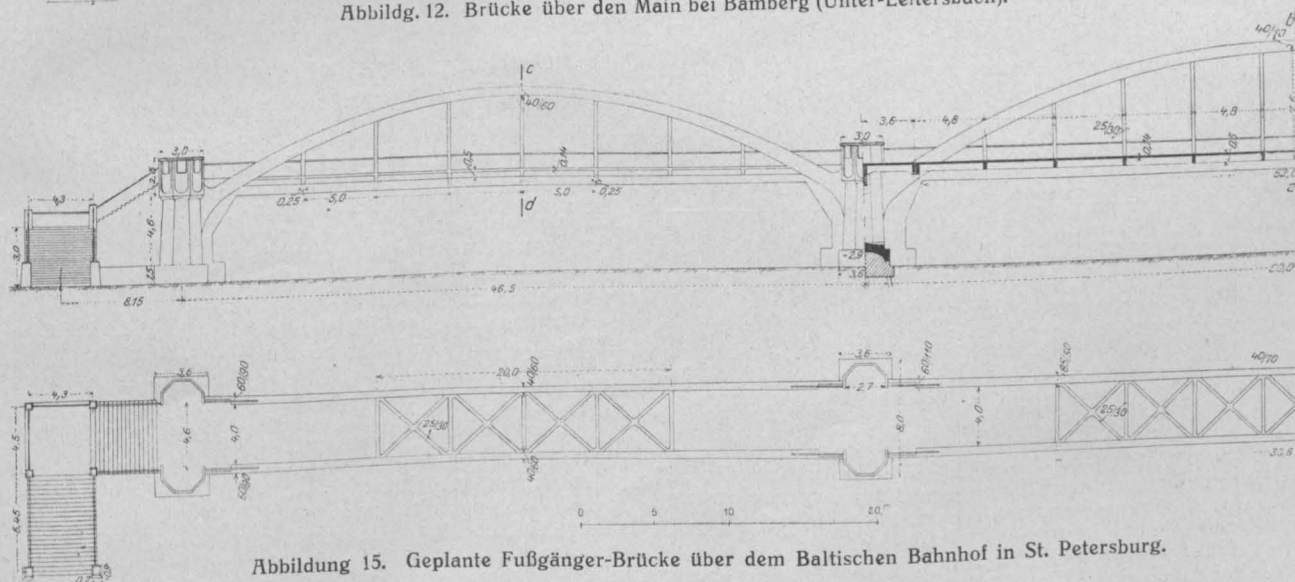


Abbildung 15. Geplante Fußgänger-Brücke über dem Baltischen Bahnhof in St. Petersburg.

liegen, daß durch dieses Zwischenglied zwischen Beton-
bau und Eisenbau die Grenzen der Verwendung massiver
monumentaler Brücken auf Kosten der reinen Eisen-

zum bisher einzig in Betracht kommenden Baustoff ge-
griffen hätte, nunmehr auch in die Lage kommt, für solche
Bauten Lösungen aus Beton in Betracht zu ziehen. —

Ueber den Einfluß des Querbewehrungs-Verhältnisses von Eisenbetonsäulen auf den Wirkungsgrad der Querbewehrung.

Von Privat-Dozent Dr.-Ing. K. W. Mautner, Direktor der Wayss & Freytag A.-G.-Düsseldorf (Aachen).



us den Versuchen mit Eisenbetonsäulen geht übereinstimmend hervor, daß der Wirkungsgrad der Querbewehrung mit wachsendem Querbewehrungsverhältnis zunimmt. Da es nach den Ergebnissen der Stuttgarter Versuche der Wayss u. Freytag A.-G. vom Jahre 1910 (s. Prof. Dr.-Ing. E. Mörsch „Der Eisenbetonbau“ 4. Aufl., S. 117 und auch Deutsche Bauzeitung „Mitteilungen“ usw. vom Jahre 1911, S. 41 ff) feststeht, daß die Wirkung der Querbewehrung zum überwiegenden Teil in dem Belastungsabschnitt zwischen Riß- und Bruchlast liegt, so sei zunächst für die wichtigsten deutschen Versuche die Wirkung eines Quadratcentimeters Querbewehrung auf die Größe dieses Lastunterschiedes festgestellt. Das Querbewehrungsverhältnis sei auf den Kernquerschnitt bezogen. Von den Säulen sind nur diejenigen achteckigen Querschnittes herangezogen:

bewehrungsgrades zu stark abweichen, so z. B. auch von den Säulen 19 u. 20 des Heftes 5 (S. 99), welche bei $F'_e = 0,92 \frac{F_k}{100}$ bei Spiralumwicklung 3,1 t, bei kreisförmigen Bügeln 0,7 t für den berechneten Quotienten (Bruchlast-Rißlast): F'_e ergeben.

Im Nachfolgenden soll nun an der Hand der angeführten Versuche gezeigt werden, in welcher Weise die Wirkung der Querbewehrung mit wachsendem Querbewehrungsverhältnis sich ändert.

Es wird von der Brucherscheinung am unbewehrten Prisma ausgegangen. Der Bruch erfolgt durch Ueberwindung der Scherfestigkeit an den Pyramiden-Seitenflächen und der an diesen noch auftretenden Reibung.

Nach Prof. Dr. E. Mörsch „Der Eisenbetonbau“ 4. Aufl.,

Versuch:	F'_e in F_k	Belastung in t		(Bruchl.-Rißlast): F'_e	Bemerkung:
	$\frac{100}{100}$	Riß	Bruch		
Deutscher Ausschuß Heft 28, Tab. 46, Seite 142	0,97 0,97 0,97	181,04 160,02 160,02	195,66 191,6 200,0	2,55 (5,50) (7,1)	Mittel aus 3 Versuchen Nr. 28, 29, 30 (f) " " 2 " " 35 u. 36 (g) " " 2 " " 40 " 42 (h)
Materialpr.-Anstalt Stuttgart, Wayss & Freytag	1,05	192,6	207,7	2,32	Säule „B“ s. Mörsch 4. Aufl., S. 122
Materialpr.-Anstalt Dresden, J. Odorico	1,14	161,3	166,7	0,7	Versuche VI s. Kleinogel „Neue Versuche mit ringbewehrten Säulen“ S. 11 } Mittel aus je 3 Versuchen
" " "	1,22	157,3	172	2,0	
Deutscher Ausschuß für Eisenbeton Heft 28, Tab. 46	1,86 1,86 1,86	155,39 171,56 155,28	215,14 209,33 201,35	5,50 3,50 4,25	Mittel aus 3 Versuchen Nr. 31, 32, 33 (f) " " 3 " " 37, 38, 39 (g) " " 3 " " 43, 44, 45 (h)
Deutscher Ausschuß Heft 28, Tab. 71, S. 168	1,86	157,01	205,3	4,46	Mittel aus 3 Versuchen Nr. 73, 74, 75*)
Materialpr.-Anst. Stuttgart, Wayss & Freytag	2,10	177,4	218,9	3,21	Säule „K“ s. Mörsch 4. Aufl., S. 122
Materialpr.-Anstalt Dresden, J. Odorico	2,18 2,47	160 196	198,7 213,3	2,88 1,14	Versuche III } Mittel aus je 3 Versuchen " VII } s. Kleinogel, S. 11
Dresden, J. Odorico	3,6	178,7	272,0	4,2	
Stuttgart, Wayss & Freytag	3,9	180,0	328,4	6,2	Säule „L“ s. Mörsch 4. Aufl., S. 122
Deutscher Ausschuß Heft 28, Tab. 46	5,63	191,9	373,12	5,7	Mittel aus 3 Versuchen Nr. 65, 66, 67 (l.)
Heft 28, Tab. 76, S. 173	5,63 5,63	182,4 198,03	345,82 351,75	5,15 4,85	Mittel aus 3 Versuchen Nr. 80, 81, 82 " " 3 " " 83, 84, 85

*) Die Versuche mit Querbewehrung höherer Streckgrenze Nr. 76 79 sind hier nicht aufgenommen.

Scheidet man die beiden eingeklammerten Versuchsergebnisse des Heftes 28 des „Deutschen Ausschusses“ aus, so ergibt sich für die von einander unabhängigen drei Versuchsreihen:

Deutscher Ausschuß		Wayss u. Freytag (Mörsch)		J. Odorico	
F'_e in $F_k/100$	$(P-P_R): F'_e$	F'_e in $F_k/100$	$(P-P_R): F'_e$	F'_e in $F_k/100$	$(P-P_R): F'_e$
0,97	t		t		t
1,86	2,55	1,05	2,32	1—1,2	1,67
		2,10	3,21	2,18-2,47	2,01
		3,9	6,20	3,6	4,2
5,63	5,23				

Ein Vergleich der Versuchsreihen untereinander ist nicht möglich, da der Wirkungsgrad der Querbewehrung im Uebrigen noch von der Prismenfestigkeit und von der Härte des Querbewehrungs-Materials abhängig ist. Hinsichtlich dieser beiden Einflüsse s. Mörsch 4. Aufl., S. 135 bezw. Heft 28, S. 168, Tab. 71.

Die Wirkungsgrade der Versuche 35, 36 und 40, 42 des Heftes No. 28 können als Ausnahmewerte ausgeschieden werden, da sie von den anderen Versuchen gleichen Quer-

S. 54 folgt: $\operatorname{tg} \alpha = \sqrt{\frac{\sigma_d}{\sigma_z}}$. Das Verhältnis von Druck- und

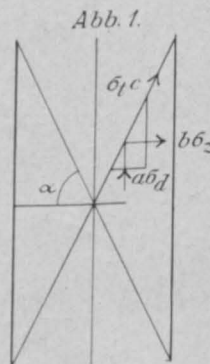
Zugfestigkeit sei = 10 angenommen.

$\operatorname{tg} \alpha = \sqrt{10}$; $\alpha = 73^\circ 15'$. Für die weitere Untersuchung

ist abgerundet $\alpha = 70^\circ$ gesetzt. (Abbildung 1.)

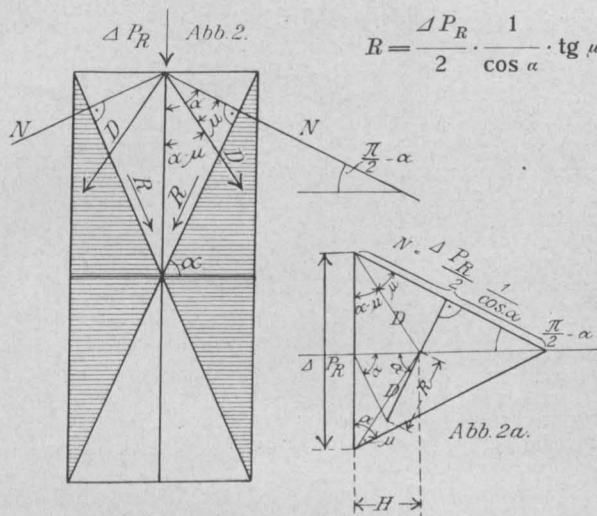
Der Einfluß der Reibung ist aus den Versuchen am unbewehrten Prisma aus dem Unterschied der Bruchlast und der Last beim Auftreten der ersten Risse zu ersehen. $\perp P_R$ = Bruchlast-Rißlast am unbewehrten Prisma.

Aus den Gleichgewichtsbedingungen läßt sich zunächst bei einmal festgelegtem Bruchwinkel α , der Mindestwert des Reibungswinkels μ ermitteln, der bei bereits überwundener Scherfestigkeit nötig ist, um das Herausfallen der Seitenteile (schrattierte Pyramiden in Abb. 2) noch hintanzuhalten. So lange die Seitenkräfte D zwischen den Lotrechten und der Grenzlage (unter μ gegen N geneigt) liegen, also der tatsächliche Reibungswinkel größer als μ ist, herrscht Ruhe. Bei fortschreitender Vergrößerung der Belastung nehmen die Seitenkräfte D endlich die Lage ($\alpha - \mu$) gegen die Lotrechte an, wobei der Bruch erfolgt.



Die Größe μ ergibt sich aus dem Gleichgewicht, allein abhängig von α . Die Größe der bis zum Bruch auftretenden Reibung ist durch ΔP_R dargestellt. Sie ist im Augenblick der gezeichneten Lage der Kräfte D aufgezehrt. Aus Abbildung 2 und 2a folgt:

$$R = N \cdot \operatorname{tg} \mu; \quad N = \frac{\Delta P_R}{2} \cdot \frac{1}{\cos \alpha}$$



Hieraus: $H = 2 \cdot R \cdot \cos \alpha = \Delta P_R \cdot \operatorname{tg} \mu$ 1)

Ferner ist: $H = \frac{\Delta P_R}{2} \cdot \operatorname{tg} (\alpha - \mu)$ 2)

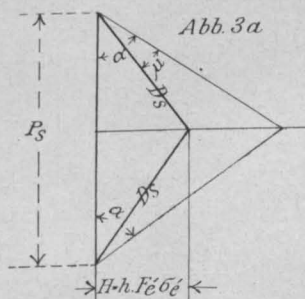
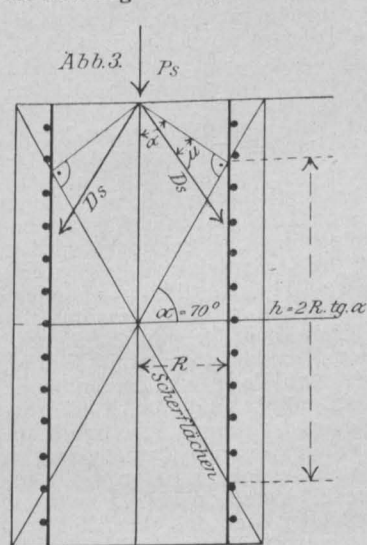
Durch Gleichsetzung von 1) u. 2)
 $2 \cdot \operatorname{tg} \mu = \operatorname{tg} (\alpha - \mu)$ 1)

für $\alpha = 70^\circ$; $\mu = 26^\circ$;

Wir gehen nun auf die längs- und querbewehrten Körper über.

Bei der Reißlast P_R ist, wie durch die Stuttgarter Versuche gezeigt wurde, die Prismenfestigkeit des nicht bewehrten Körpers und die Quetschgrenze der Längseisen erreicht. Die Wirkung der Querbewehrung beginnt, abgesehen von der geringen elastischen Anteilnahme, erst von der Reißlast an.

Da auch beim nichtbewehrten Prisma Bruch- und Reißlast um den Betrag ΔP_R abweichen, so ist die Wirkung der Querbewehrung noch um diesen Betrag, welcher auf die Reibung entfällt, zu verkleinern.



Erfolgt der Bruch durch Pyramidenbildung, Abbildung 3, so wird die Querbewehrung auf eine Höhe $h = 2 R \operatorname{tg} \alpha$ zur Wirkung gebracht, wobei R = Kernhalbmesser. Die Beanspruchung der Querbewehrung

wird gegen die Enden der Seitenpyramiden kleiner werden, da diese Teile keinen großen Druck aufnehmen können. Vorerst soll aber die Beanspruchung der Querbewehrung über die ganze Höhe h gleichmäßig angenommen und dem genannten Umstand erst am Schluß Rechnung getragen werden.

Nach erfolgtem Pyramidenbruch und überwundener Reibung wird durch die wagrechte Kraft $H = h \cdot F'_e \cdot \sigma'_e$ noch ins Gleichgewicht gesetzt eine Belastung $P_S = \text{Bruchlast} - (\text{Reißlast} + \Delta P_R)$

$$h \cdot F'_e \cdot \sigma'_e = \frac{F_S}{2} \cdot \operatorname{tg} (\alpha - \mu);$$

$$\sigma'_e = \frac{P_S \cdot \operatorname{tg} (\alpha - \mu)}{2 \cdot h \cdot F'_e} \quad \text{. II)}$$

Im Nachfolgenden sei für verschiedene Querbewehrungsverhältnisse $\frac{F_k}{100}$ die Beanspruchung der Querbewehrung σ'_e ausgerechnet.

Von den Versuchen sind zunächst die achteckigen Säulen des Heftes 28 des Deutschen Ausschusses gewählt:

Für diese Versuche ist $h = 2 R \cdot \operatorname{tg} \alpha = 28 \cdot \operatorname{tg} 70^\circ = 77 \text{ cm}$, ferner wie gesagt: $(\alpha - \mu) = 70^\circ - 26^\circ = 44^\circ$.

$$\text{I. } F'_e = 1 \cdot \frac{F_k}{100}, \text{ Heft 28, Tab. 46, S. 142.}$$

a) No. 28–30f; $F'_e = 0,97 \cdot \frac{F_k}{100}$; Querbewehr. Durchm. 5 mm; $s = 3 \text{ cm}$ (geschw. Ringe)
 $\Delta P_R = 174,79 - 145,8 = 28,99 \text{ t} \approx 29 \text{ t}$ (No. 46–48i)
 $P_S = 195,66 - (181,04 + 29) = \text{negativ}$.

Die Querbewehrung kam nicht zur Wirkung.

b) No. 34–36g. wie unter a (jedoch umgehakte Ringe)
 $\Delta P_R = 29 \text{ t}$; $P_S = 191,61 - (155,28 + 29,0) = 7,33 \text{ t}$

$$h \cdot F'_e \cdot \sigma'_e = \frac{P_S}{2} \cdot \operatorname{tg} (\alpha - \mu);$$

$$\sigma'_e = \frac{7,33 \cdot 0,966 \cdot 1000}{2 \cdot 0,77 \cdot 5,75} = 800 \text{ kg/cm}^2$$

$$F'_e = 5,75 \text{ cm}^2$$

c) No. 40–42. h wie unter a (jedoch Spiralen)

$\Delta P_R = 29 \text{ t}$; $P_S = 200,03 - (155,28 + 29,0) = 15,75 \text{ t}$

$$\sigma'_e = \frac{15,75 \cdot 0,966 \cdot 1000}{2 \cdot 0,77 \cdot 5,75} = 1720 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{II. } F'_e = 1 \text{ bis } 2 \cdot \frac{F_k}{100}$$

a) Tab. 46 S. 142, No. 31 33f; Durchm. 7 mm; $s = 3 \text{ cm}$ geschw. Ringe
 $\Delta P_R = 29 \text{ t}$; $P_S = 215,14 - (155,39 + 29,0) = 30,75 \text{ t}$

$$F'_e = 10,83 \text{ cm}^2 = 1,86 \cdot \frac{F_k}{100},$$

$$\sigma'_e = \frac{30,75 \cdot 0,966 \cdot 1000}{2 \cdot 0,77 \cdot 10,83} = 1780 \text{ kg/cm}^2$$

b) Tabelle 46, S. 142, No. 37–39g. Wie a, aber umgehakte Ringe.
 $\Delta P_R = 29 \text{ t}$; $P_S = 209,33 - (171,56 + 29,0) = 8,77 \text{ t}$

$$\sigma'_e = \frac{8,77 \cdot 0,966 \cdot 1000}{2 \cdot 0,77 \cdot 10,83} = 507 \text{ kg/cm}^2$$

c) Tab. 46 S. 142, No. 43–45h. Wie oben, aber Spiralen.

$\Delta P_R = 29 \text{ t}$; $P_S = 201,35 - (155,28 + 29,0) = 17,07 \text{ t}$

$$\sigma'_e = \frac{17,07 \cdot 0,966 \cdot 1000}{2 \cdot 0,77 \cdot 10,83} = 990 \text{ kg/cm}^2$$

d) Tab. 71 S. 168, No. 73–75. Wie oben umgehakte Ringe (No. 86–88)

$\Delta P_R = 156,23 - 144,42 = 11,81 \text{ t}$

$P_S = 205,33 - (157,01 + 11,81) = 36,51 \text{ t}$

$$\sigma'_e = \frac{36,51 \cdot 0,966 \cdot 1000}{2 \cdot 0,77 \cdot 10,83} = 2110 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{III. } F'_e = 5 \text{ bis } 6 \cdot \frac{F_k}{100}$$

a) Tab. 76, S. 173, No. 80–82. Durchm. 12 mm, $s = 3 \text{ cm}$, umgehakte Ringe (No. 86–88), $\Delta P_R = 11,81 \text{ t}$;
 $P_S = 345,82 - (182,4 + 11,81) = 151,61 \text{ t}$

$$F'_e = 31,7 \text{ cm}^2 = 5,63 \cdot \frac{F_k}{100}; \sigma'_e = \frac{151,61 \cdot 0,966 \cdot 1000}{2 \cdot 0,77 \cdot 31,7} = 3000 \text{ kg/cm}^2$$

b) Tab. 76 S. 173, Nr. 83–85, wie oben, jedoch Spiralen
 $\Delta P_R = 11,81 \text{ t}$ $P_S = 351,75 - (198,03 + 11,81) = 141,91 \text{ t}$

$$\sigma'_e = \frac{141,91 \cdot 0,966 \cdot 1000}{2 \cdot 0,77 \cdot 31,7} = 2800 \text{ kg/cm}^2$$

c) No. 65–67h, Tab. 46, S. 142, wie oben Spiralen,
 $\Delta P_R = 29 \text{ t}$ (No. 46–48)

$$P_s = 373,12 - (191,9 + 29) = 152,22 \text{ t}$$

$$\sigma'_e = \frac{152,22 - 0,966 \cdot 1000}{2 \cdot 0,77 \cdot 31,7} = 3020 \text{ kg/cm}^2$$

Von den Stuttgarter Versuchen von Wayss u. Freytag ist $\angle P_R$ nicht bekannt. Da dieser geringfügige Lastunterschied, besonders bei höher querbewehrten Säulen, keine große Rolle spielt, sei er mit dem Mittel der vorgenannten Versuche eingeführt.

$$\text{IV. } F'_e = 2,1 \frac{F_k}{100} \text{ Mörsch 4. Aufl., Seite 122, Säule K.}$$

Spirale Durchm. 8, $s = 3,4 \text{ cm}$, $F'_e = 12,9 \text{ cm}^2$, $\angle P_R = 15 \text{ t}$;

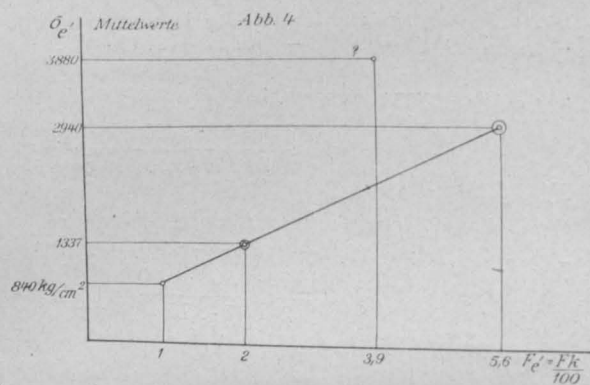
$$P_s = 218,9 - (177,4 + 15,0) = 26,5 \text{ t}$$

$$\sigma'_e = \frac{26,5 \cdot 0,966 \cdot 1000}{2 \cdot 0,77 \cdot 12,9} = 1285 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{V. } F'_e = 3,9 \frac{F_k}{100} \text{ Säule L Durchm. 10 mm, } s = 2,9 \text{ cm,}$$

$F'_e = 24,0 \text{ cm}^2$, $\angle P_R = 15 \text{ t}$, $P_s = 328,4 - 180,0 = 148,4 \text{ t}$

$$\sigma'_e = \frac{148,4 \cdot 0,966 \cdot 1000}{2 \cdot 0,77 \cdot 24,0} = 3880 \text{ kg/cm}^2$$



Beanspruchung der Querbewehrung bei zunächst über die Höhe der Bruchpyramide gleichmäßig angenommener Anstrengung.

Wie bereits oben bemerkt, ist die Rechnung für gleichmäßige Anstrengung der Querbewehrung über die ganze Höhe der Bruchpyramide aufgestellt, die in Wirklichkeit nicht zutreffen kann. Nimmt man über die Höhe h der

Vermischtes.

Die 39. ordentliche Generalversammlung des Vereins Deutscher Portland-Cement-Fabrikanten (E. V.) fand am 22. Februar im Weinhaus „Rheingold“ zu Berlin statt. Sie war in Anbetracht der hindernden Umstände der Kriegszeit sehr gut besucht, beschäftigte sich aber lediglich mit den auf der Tagesordnung stehenden geschäftlichen Vereinsfragen. Es wird deshalb auch in diesem Jahre kein besonderes Protokoll veröffentlicht werden.

Amerikanische Petroleum-Sammelbecken mit Beton-Auskleidung. Zur Aufbewahrung des Rohpetroleums werden in Kalifornien im Erdboden eingelassene kreisrunde, oder oblonge Becken hergestellt, von 5—600000 Barrels (817500—981000 hl) Inhalt, abgedeckt mit einem auf Holzpfählen ruhenden, mit Pappdach eingedeckten Dach. Um die Versickerungsverluste zu verringern, die je nach der Bodenbeschaffenheit und der Schwere des Oeles zwischen 1—7% des Inhaltes im Jahr schwanken, also unter Umständen recht beträchtlich sein können, werden die Behälter seit einer Reihe von Jahren mit einer dünnen Betonschicht mit Drahtnetzeinlage ausgekleidet. Diese Ausführungsweise ist möglich, da die mineralischen Oele bekanntlich keine oder nur ganz geringe Fettsäuren absondern, im Gegensatz zu den fetten tierischen oder pflanzlichen Oelen, daher auch nicht wie letztere durch Verseifung des aus dem Zement beim Erhärten ausgeschiedenen Kalkes zersetzend auf den Beton einwirken. Die Herstellung eines solchen Beckens von 750000 Barrels (1,2 Mill. hl) Inhalt wird in den Veröffentlichungen der „American Society of Civil Engineers“ Jahrg. 1915 No. 6 (August) eingehend beschrieben. Das Becken, dessen Seitenwände unter 1:1½ geböscht sind, hat 141 m unteren, 161 m oberen Durchmesser und 6,7 m Tiefe. Es steht zur Hälfte etwa im Boden, zur Hälfte ragt es aus demselben heraus und ist von einem aus dem Bodenaushub hergestellten Ringdamm eingefasst.

Die Holzstützen des Daches stehen in Ringen von

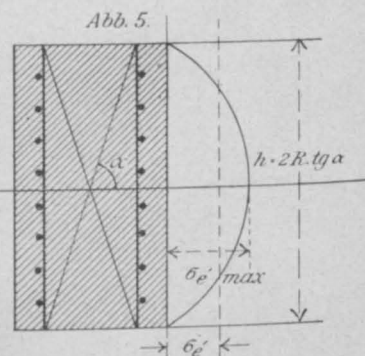
Pyramide etwa eine parabelförmige Verteilung an, so wäre $\sigma'_e \text{ max} = \frac{3}{2} \cdot \sigma'_e$ (s. Abb. 5.)

Auch wurde eingangs bemerkt, daß die Querbewehrung eine geringfügige Spannung während der elastischen Formänderung erhält. Unter Berücksichtigung dieser beiden Umstände ist

nach Abb. 4 anzunehmen, daß $\sigma'_e \text{ max} = \frac{3}{2} \sigma'_e + \sigma'_e$ (elast.)

sich zwischen 2 und 3 $\frac{F_k}{100}$ der Streckgrenze nähert.

Aus Obigem kann man nun folgende Schlüsse ziehen: Die schwächer als 2 bis 3 v. H. querbewehrten Säulen nützen die Querbewehrung nicht aus. Bei ihnen findet der Pyramidenbruch statt, bevor die Umschnürung zur vollen Spannung kommt, da sich die Bruchpyramiden ineinander schieben und brechen.



Bei den stärker querbewehrten Säulen würde die Querbewehrung bei Annahme derselben Bruchpyramiden (wie es in der Rechnung geschah) bis zur Streckgrenze und darüber beansprucht werden. Das ist nur dann möglich, wenn sich die Pyramiden erst im Augenblick der Erschöpfung der Querbewehrung bilden, im Gegensatz zur vorigen Gruppe, bei welcher der Pyramidenbruch vorher erfolgt. Bis zum Nachgeben der Querbewehrung durch Erreichung der Streckgrenze, befindet sich das bei dichter und starker Querbewehrung allseits umschlossene Material in einem latent plastischen Zustand (s. Mörsch 4. Aufl., S. 133). Dieser Zustand wird im Augenblick des Streckens der Querbewehrung aufgehoben und der Bruch erfolgt am wieder starren Material durch Pyramidenbildung. Eine Bestätigung des Verhaltens dieser beiden Gruppen ist auch darin zu sehen, daß die errechneten Quereisen Spannungen der schwach bewehrten Körper große Schwankungen, die der stark bewehrten Körper geringere Schwankungen zeigen. Die starken Schwankungen rühren von der sehr abweichenden Beschaffenheit der Bruchpyramiden her.

etwa 6 m Entfernung, die Sparren liegen radial, auf der 2,5 cm starken Schalung ruht die mit Asphalt und Kies-schicht überdeckte Pappe. Die Stützen stehen auf kleinen Betonfundamenten, das Drahtnetz der Beckensohle geht aber ohne Unterbrechung durch diese Fundamente hindurch. Die Betonstärke der Sohle beträgt nur 7,5 cm, die der Böschungsabdeckung, die ebenfalls Drahtnetzeinlage (bzw. Streckmetall) hat, beträgt 6 cm. Der Beton ist im Verhältnis 1 Zement : 3 Sand : 1½ Steinschlag (12 mm Durchm.) : 2½ Steinschlag (25 mm Durchm.) für den Boden gemischt, während für die Böschungen die größeren Schotterzuschläge fortfielen. Die Abdeckung der Böschungen wurden streifenweise aufgebracht, die Kanten einer Tagesleistung wurden bei Fortsetzung der Arbeit sorgfältig von allem losen Material gereinigt und mit reinem Zementmörtel überstrichen, die Oberfläche der fertigen Beckenbe-deckung, die mit Holzstampfern leicht gestampft wurde, schlammte man am nächsten Tage mit Zementbrühe (1 Zement : 1½ Wasser) ein, um sie zu dichten. 1 Vorarbeiter mit 30 Mann stellte in 9 stündiger Arbeitszeit täglich 20000 m² oder 1858 qm her. So ausgekleidete Becken zeigten sich nach 2 jährigem Betrieb im Beton völlig in-takt und ließen nur etwa 1% Versickerungsverluste zu. Die Kosten der Becken stellen sich auf etwa 25 Pfg./hl Fassungskosten im Ganzen und auf etwa 10 Pf./hl für die Beton-Verkleidung allein. Bei den Arbeiten des Aushubes, der Dammherstellung, Böschungsabgleichung usw. wurden maschinelle Einrichtungen in großem Umfang verwendet, worüber der Bericht nähere Auskunft gibt. Ausdehnungs-fugen wurden in diesem überdeckten Becken nicht hergestellt.

Inhalt: Bogenbrücken aus umschnürtem Gußeisenbeton. (Schluß). — Ueber den Einfluß des Querbewehrungs-Verhältnisses von Eisenbeton-säulen auf den Wirkungsgrad der Querbewehrung. — Vermischtes.

Verlag der Deutschen Bauzeitung, G. m. b. H., in Berlin.
Für die Redaktion verantwortlich: Fritz Eiselein in Berlin.
Buchdrucker: Gustav Schenck Nachflg. P. M. Weber in Berlin.